



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**TRABAJO DE TITULACIÓN, PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**TEMA: ANÁLISIS SÍSMICO Y PROPUESTA DE
REFORZAMIENTO MEDIANTE EL CÓDIGO ASCE 41
APLICADO AL EDIFICIO SANTACRUZ**

AUTOR: JIMÉNEZ MONCAYO LUIS EDUARDO

DIRECTOR: PRO ZAMBRANO RAÚL ERNESTO

SANGOLQUÍ

2017



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

CERTIFICACIÓN

Certifico que el trabajo de titulación, “ANÁLISIS SÍSMICO Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO MEDIANTE EL CÓDIGO ASCE 41 APLICADO AL EDIFICIO SANTACRUZ” realizado por el señor **LUIS EDUARDO JIMÉNEZ MONCAYO**, ha sido revisado en su totalidad y analizado por el software anti-plagio, el mismo cumple con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de Fuerzas Armadas ESPE, por lo tanto me permito acreditarlo y autorizar al señor **LUIS EDUARDO JIMÉNEZ MONCAYO** para que lo sustente públicamente.

Sangolquí, 20 de enero del 2017

RAÚL ERNESTO PRO ZAMBRANO
DIRECTOR



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

Yo, **LUIS EDUARDO JIMÉNEZ MONCAYO** con cédula de identidad: 171922958-3, declaro que este trabajo de titulación “**ANÁLISIS SÍSMICO Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO MEDIANTE EL CÓDIGO ASCE 41 APLICADO AL EDIFICIO SANTACRUZ**”, ha sido desarrollado considerando los métodos de investigación existentes, así como también se ha respetado los derechos intelectuales de terceros considerándose en las citas bibliográficas.

Consecuentemente declaro que este trabajo es de mi autoría, en virtud de ello me declaro responsable del contenido, veracidad y alcance de la investigación mencionada.

Sangolquí, 20 de enero del 2017

LUIS EDUARDO JIMÉNEZ MONCAYO

C.C. 1719229583



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORIZACIÓN

Yo, **LUIS EDUARDO JIMÉNEZ MONCAYO** autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, publicar en la biblioteca virtual de la institución el presente trabajo de titulación “**ANÁLISIS SÍSMICO Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO MEDIANTE EL CÓDIGO ASCE 41 APLICADO AL EDIFICIO SANTACRUZ**”, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi autoría y responsabilidad.

Sangolquí, 20 de enero del 2017

A handwritten signature in blue ink, which appears to read 'Luis Jiménez Moncayo', is positioned above a horizontal line.

LUIS EDUARDO JIMÉNEZ MONCAYO

C.C. 1719229583

DEDICATORIA

A mis padres Silvia y Juan Carlos, quienes han estado apoyándome en cada momento de mi vida y son parte importante de este nuevo logro, que a pesar de no tenerlos juntos sé que siempre están pendientes de mi bienestar.

A mis abuelos Celia y Juan, quienes me criaron de pequeño siendo parte fundamental en mi formación como persona, estaré toda la vida agradecido por haberme cuidado y enseñado muchas cosas.

A mis abuelos Lilián y Juan, quienes siempre han sabido darme su apoyo, alentándome para cumplir con este objetivo.

A quien es como mi segunda mamá Yadi, quien a pesar de no tener ninguna responsabilidad hacia mí siempre ha estado presente en casi todos los momentos de mi vida.

A mis hermanos Martin, Ariana y Daniela, quienes me han dado la fuerza para seguir adelante en momentos difíciles de mi vida.

A toda mi familia, quienes han sabido aportar con su granito de arena para convertirme en la persona que ahora soy, siempre los tengo presentes y estoy agradecido por el apoyo que me brindan.

A mis amigos y compañeros, quienes estuvieron a mi lado en esta etapa de formación y logramos salir adelante, especialmente mi mejor amiga Erika quien ha estado presente en los buenos y malos momentos.

A mi novia Isabel, quien es parte importante de mi vida y ha sabido apoyarme para culminar con este último paso.

LUIS EDUARDO JIMÉNEZ MONCAYO

AGRADECIMIENTO

A la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, institución que me ha permitido formarme como profesional y cumplir uno de mis objetivos de vida.

A mi tutor el Ing. Ernesto Pro, quien ha sabido transmitirme sus conocimientos y ha estado siempre dispuesto a ayudar, permitiéndome culminar con este último paso para convertirme en profesional.

A los docentes de la carrera de Ingeniería Civil que han tratado de transmitirme sus conocimientos de la mejor manera y con la mejor predisposición posible, inculcando en mí no solo conocimientos sino también valores morales.

A las personas que han pasado por mi vida, quienes desde pequeño han podido transmitirme sus enseñanzas y experiencias permitiéndome ser quien ahora soy. Mis padres Silvia y Juan que han hecho todo lo posible para darme lo mejor, mis abuelitos que fueron parte esencial principalmente durante mis primeros años de vida y supieron apoyarme también hasta ahora, a mis familiares y amigos de quienes he aprendido muchas cosas, estaré infinitamente agradecido con todos ellos ya que debido a eso hoy puedo cumplir este gran objetivo.

LUIS EDUARDO JIMÉNEZ MONCAYO

ÍNDICE DE CONTENIDO

CARÁTULA	i
CERTIFICACIÓN	ii
AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD	iii
AUTORIZACIÓN	iv
DEDICATORIA	v
AGRADECIMIENTO	vi
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	vii
ÍNDICE DE TABLAS	xii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xiv
RESUMEN.....	xvi
ABSTRACT.....	xvii
GENERALIDADES	18
1.1. Introducción.....	18
1.2. Antecedentes.....	18
1.3. Justificación	20
1.4. Objetivos.....	22
1.4.1. Objetivo General.....	22
1.4.2. Objetivos Específicos	22
FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.....	23
2.1. Peligro Sísmico.....	23
2.1.1. Zonificación sísmica y factor de zona Z.....	23
2.1.2. Perfil del suelo	25
2.1.2.1. Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico	25
2.1.2.2. Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs.....	26
2.1.3. Componentes horizontales de la carga sísmica	28
2.1.3.1. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones	28
2.1.4. Componente vertical del sismo de diseño	31
2.1.4.1. Caso general	31
2.1.4.2. Elementos que exceden los límites de las plantas de los pisos.....	31
2.2. Metodología del diseño sismoresistente	31
2.2.1. Categoría de edificio y coeficiente de importancia I.....	31
2.2.2. Filosofía de diseño sismo resistente	32
2.2.3. Límites permisibles de las derivas de los pisos	33
2.2.4. Regularidad/Configuración estructural.....	34

2.2.4.1.	Configuración estructural	34
2.2.4.2.	Irregularidades y coeficientes de configuración estructural	35
2.2.5.	Carga sísmica reactiva W	38
2.2.6.	Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica R	39
2.2.7.	Cortante basal de diseño V	41
2.2.8.	Período de vibración T	41
2.2.9.	Control de la deriva de piso	42
2.3.	Rehabilitación Sísmica de edificios	43
2.3.1.	Introducción	43
2.3.2.	Etapas del proceso de rehabilitación sísmica	43
2.3.3.	Objetivos de rehabilitación	44
2.3.3.1.	Niveles de desempeño	44
2.3.3.2.	Niveles de amenaza sísmica	45
2.3.3.3.	Definición de los objetivos de rehabilitación	45
2.3.4.	Estrategias de rehabilitación	47
2.3.5.	Levantamiento de información y ensayos	47
2.3.5.1.	Configuración estructural	48
2.3.5.2.	Propiedades de los componentes estructurales	48
2.3.6.	Modelación, análisis y criterios de aceptación	49
2.3.6.1.	Análisis Dinámico Lineal	50
2.4.	Refuerzo de estructuras de hormigón armado	50
2.4.1.	Tipos de reforzamiento estructural	51
2.4.1.1.	Medidas preventivas	51
2.4.1.2.	Medidas correctivas	52
2.4.2.	Modificación local de componentes	52
2.4.2.1.	Refuerzo mediante recrecido de hormigón armado	52
2.4.2.2.	Refuerzo mediante perfiles metálicos	54
2.4.2.3.	Refuerzo mediante armado exterior	55
2.4.3.	Rigidizamiento global de la estructura	56
2.4.3.1.	Pórticos Arriostrados	56
	ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA	59
3.1.	Introducción	59

3.2.	Ubicación de la estructura	59
3.3.	Descripción y características de la estructura.....	60
3.3.1.	Áreas de la edificación	61
3.3.2.	Geometría y Distribución de elementos estructurales	62
3.3.2.1.	Losas y Vigas	64
3.3.2.2.	Columnas	67
3.4.	Características de los materiales de construcción.....	69
3.4.1.	Módulo de elasticidad del hormigón	69
3.4.2.	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo	70
3.5.	Cargas consideradas	70
3.5.1.	Cargas Permanentes.....	70
3.5.2.	Carga Viva.....	71
3.5.3.	Carga Sísmica.....	71
3.6.	Condiciones de sitio	71
3.6.1.	Coefficientes de perfil de suelo y relación de amplificación espectral.....	72
3.7.	Irregularidades y coeficientes de configuración estructural	73
3.8.	Coefficiente de Importancia I y Factor de reducción de resistencia sísmica R	74
3.9.	Período de vibración de la estructura	74
3.10.	Espectro de diseño en aceleraciones.....	75
3.11.	Modelo del Edificio Santacruz en ETABS v15.0.0.....	79
3.11.1.	Modos de vibración	81
3.11.2.	Cortante basal de diseño	83
3.11.3.	Derivas de piso	85
3.12.	Control de los elementos estructurales	87
3.12.1.	Elementos sometidos a flexión.....	87
3.12.1.1.	Control de deflexiones.....	87
3.12.1.2.	Dimensiones mínimas	89
3.12.1.3.	Acero de refuerzo mínimo.....	90
3.12.1.4.	Cuantía máxima de acero	91
3.12.2.	Elementos sometidos a flexo-compresión	92
3.12.2.1.	Dimensiones mínimas	92

3.12.2.2.	Cuantía de refuerzo longitudinal	93
3.12.2.3.	Refuerzo Transversal por confinamiento	93
3.12.2.4.	Área de refuerzo por confinamiento	95
3.12.3.	Fallas en elementos estructurales	97
PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DEL EDIFICIO SANTACRUZ.....		103
4.1.	Antecedentes.....	103
4.2.	Reforzamiento Estructural.....	103
4.2.1.	Colocación de diagonales rigidizadoras	104
4.2.2.	Encamisado de hormigón en columnas	106
4.2.3.	Recrecido de hormigón armado en Vigas.....	108
4.3.	Modelo reforzado del Edificio Santacruz.....	108
4.4.	Análisis sísmico de la estructura reforzada	110
4.4.1.	Irregularidades, Coeficiente de importancia I y Factor de reducción de resistencia sísmica R.....	111
4.4.2.	Período de vibración de la estructura	111
4.4.3.	Espectro de diseño en aceleraciones.....	112
4.4.4.	Modos de vibración	115
4.4.5.	Cortante basal de diseño	116
4.4.6.	Derivas de piso	117
4.5.	Diseño del reforzamiento del Edificio Santacruz.....	119
4.5.1.	Reforzamiento en Vigas	120
4.5.1.1.	Acero de refuerzo mínimo.....	120
4.5.1.2.	Acero longitudinal	121
4.5.1.3.	Estribos por confinamiento.....	121
4.5.1.4.	Alternativas para la construcción de vigas	123
4.5.2.	Refuerzo en columnas	125
4.5.2.1.	Acero longitudinal	125
4.5.2.2.	Área de refuerzo por confinamiento	126
4.5.3.	Control de cimentación.....	129
4.5.3.1.	Diseño de nuevos plintos.....	130
PRESUPUESTO PARA EL REFORZAMIENTO DEL EDIFICIO SANTACRUZ		132
5.1.	Introducción.....	132
5.2.	Presupuesto.....	133

5.3.	Metodología de construcción.....	133
5.4.	Especificaciones Técnicas	134
5.4.1.	Excavación manual de cimientos y plintos.....	135
5.4.2.	Plintos de hormigón armado.....	136
5.4.3.	Recrecido de hormigón en columnas.....	137
5.4.4.	Vigas de hormigón armado.....	140
5.4.5.	Diagonales de hormigón armado	142
5.4.6.	Enlucido.....	145
5.4.7.	Desalojo de escombros	146
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	147
6.1.	Conclusiones.....	147
6.2.	Recomendaciones	148
	Bibliografía	150

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1	Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada	24
Tabla 2	Clasificación de los perfiles de suelo	25
Tabla 3	Tipo de suelo y Factores de sitio Fa.....	26
Tabla 4	Tipo de suelo y Factores de sitio Fd	27
Tabla 5	Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs ...	28
Tabla 6	Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.....	32
Tabla 7	Valores de ΔM máximos.....	33
Tabla 8	Configuraciones estructurales recomendadas	34
Tabla 9	Configuraciones estructurales no recomendadas	35
Tabla 10	Coefficientes de irregularidad en planta.....	36
Tabla 11	Coefficientes de irregularidad en elevación	37
Tabla 12	Coefficiente R para sistemas estructurales dúctiles	40
Tabla 13	Coefficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada.....	40
Tabla 14	Valores para Ct y α	42
Tabla 15	Control de daño y niveles de desempeño para edificios	44
Tabla 16	Niveles de amenaza sísmica.....	45
Tabla 17	Objetivos de rehabilitación	46
Tabla 18	Requerimientos de recolección de datos	49
Tabla 19	Áreas de construcción del Edificio Santacruz.....	61
Tabla 20	Cuadro de columnas Edificio Santacruz	67
Tabla 21	Detalle tipo de columnas Edificio Santacruz	68
Tabla 22	Características de los materiales de construcción	69
Tabla 23	Carga Muerta permanente del Edificio Santacruz	70
Tabla 24	Carga Viva del Edificio Santacruz.....	71
Tabla 25	Resumen Coeficientes de amplificación dinámica	73
Tabla 26	Período de vibración de la estructura.....	75
Tabla 27	Parámetros para la elaboración del espectro de diseño.....	76
Tabla 28	Valores del Espectro elástico e inelástico de diseño.....	78
Tabla 29	Períodos y frecuencias del Edificio Santacruz.....	82
Tabla 30	Porcentaje de participación de masa para cada modo de vibración.....	83
Tabla 31	Cortante basal del edificio Santacruz.....	85

Tabla 32	Derivas de piso del Edificio Santacruz	86
Tabla 33	Acero mínimo en vigas del Edificio Santacruz.....	91
Tabla 34	Control de armadura en columnas del Edificio Santacruz.....	93
Tabla 35	Separación de estribos en columnas del Edificio Santacruz	95
Tabla 36	Área mínima de estribos en columnas	96
Tabla 37	Columnas del Edificio Santacruz que fallan ante las cargas actuantes....	100
Tabla 38	Vigas sentido Y que fallan ante las cargas sobre la estructura	101
Tabla 39	Vigas sentido X que fallan ante las cargas sobre la estructura	102
Tabla 40	Columnas recrecidas del Edificio Santacruz.....	107
Tabla 41	Periodo de vibración de la estructura reforzada.....	112
Tabla 42	Parámetros para la elaboración del espectro de diseño.....	113
Tabla 43	Períodos y frecuencias del Edificio Santacruz (Reforzado).....	115
Tabla 44	Cortante basal del Edificio Santacruz (Reforzado).....	117
Tabla 45	Derivas de piso del Edificio Santacruz (reforzado)	118
Tabla 46	Acero mínimo en vigas recrecidas del Edificio Santacruz	120
Tabla 47	Área mínima de estribos en columnas recrecidas	127
Tabla 48	Detalle de columnas recrecidas Edificio Santacruz	128
Tabla 49	Presupuesto para el reforzamiento del Edificio Santacruz.....	133

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Terremotos significativos en el Ecuador	21
Figura 2 Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.....	24
Figura 10 Ubicación del Edificio Santacruz	60
Figura 11 Planta tipo del Edificio Santacruz.....	63
Figura 12 Elevación del Edificio Santacruz.....	64
Figura 13 Corte típico de losa del Edificio Santacruz.....	64
Figura 14 Losa de Mezanine del Edificio Santacruz	65
Figura 15 Losa de entrepiso y cubierta del Edificio Santacruz.....	66
Figura 16 Espectro elástico e inelástico de diseño en aceleraciones	77
Figura 17 Vista en tres dimensiones Modelo Edificio Santacruz	79
Figura 18 Vista en planta Modelo Edificio Santacruz	80
Figura 19 Vista en elevación Modelo Edificio Santacruz.....	81
Figura 20 Ubicación punto de mayor deflexión.....	87
Figura 21 Características de los elementos a flexión.....	89
Figura 22 Separación de estribos por confinamiento.....	94
Figura 23 Elementos que fallaron Pórtico A.....	97
Figura 24 Elementos que fallaron Pórtico B	98
Figura 25 Elementos que fallaron Pórtico C	98
Figura 26 Elementos que fallaron Pórtico D.....	99
Figura 27 Ubicación de diagonales pórticos sentido Y.....	105
Figura 28 Ubicación de diagonales pórticos sentido X.....	106
Figura 29 Sección de recrecido de hormigón armado en columna	107
Figura 30 Vista en tres dimensiones Modelo reforzado del Edificio Santacruz	108
Figura 31 Vista en planta Modelo reforzado del Edificio Santacruz	109
Figura 32 Vista en elevación Modelo reforzado del Edificio Santacruz	110
Figura 33 Espectro elástico e inelástico de diseño en aceleraciones	114
Figura 34 Diseño de elementos del Edificio Santacruz	119
Figura 35 Separación de estribos por confinamiento.....	122
Figura 36 Detalle de colocación de viga reforzada (alternativa 1)	124
Figura 37 Detalle de colocación de viga reforzada (alternativa 2)	125
Figura 38 Dimensiones de plinto crítico del Edificio Santacruz.....	129

Figura 39 Características de plinto original sometido a las nuevas cargas	130
Figura 40 Plintos aislados con viga de conexión o trabe	131
Figura 41 Plintos combinados	131

RESUMEN

ANÁLISIS SÍSMICO Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO MEDIANTE EL CÓDIGO ASCE 41 APLICADO AL EDIFICIO SANTACRUZ

El proyecto de titulación desarrollado a continuación pretende realizar un análisis sísmico de la estructura original, en este caso el Edificio Santacruz el cual se encuentra ubicado en una zona de alta peligrosidad sísmica, con el fin de determinar las principales fallas de forma global y en sus elementos estructurales como vigas y columnas para luego proponer una alternativa de reforzamiento utilizando las técnicas recomendadas por el código ASCE 41 American Society of Civil Engineers. Seismic evaluation and retrofit of existing buildings, conjuntamente con los parámetros de diseño de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015, y así cumplir adecuadamente con el diseño sismoresistente. Para la elaboración del modelo de la estructura se hará uso del Software ETABS v15.0.0, mediante el cual se determinan las principales fallas estructurales que presenta el Edificio Santacruz en su configuración original y así mismo se analiza el comportamiento de la estructura una vez aplicadas las estrategias de reforzamiento. Adicionalmente se elabora un análisis de precios unitarios para la determinación de un presupuesto aproximado para el reforzamiento de la estructura el cual se complementa con la descripción del proceso constructivo en función de las especificaciones técnicas correspondientes a las actividades necesarias para la aplicación adecuada del reforzamiento.

Palabras Clave:

- **VULNERABILIDAD SÍSMICA**
- **ANÁLISIS SÍSMICO**
- **DISEÑO SISMORESISTENTE**
- **REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL**

ABSTRACT

SEISMIC ANALYSIS AND REINFORCEMENT PROPOSAL BY THE ASCE 41 CODE APPLIED TO THE SANTACRUZ BUILDING

The degree project developed below pretends to carry out a seismic analysis of the original structure, in this case the Santacruz Building which is located in an area of high seismic hazard, in order to determine the main faults globally and in its structural elements such as beams and columns and then propose a reinforcement alternative using the techniques recommended by the ASCE 41 American Society of Civil Engineers. Seismic evaluation and rehabilitation of existing buildings, together with the design parameters of the Ecuadorian Construction Standard NEC-2015, and thus comply adequately with the seismoresistant design. The ETABS v15.0.0 Software will be used to elaborate the model of the structure, which determines the main structural faults that the Santacruz Building presents in its original configuration and also it analyzes the behavior of the structure once the reinforcement strategies have been applied. In addition, an analysis of unitary prices is elaborated for the determination of an approximate cost for the reinforcement of the structure which is complemented with the description of the constructive process in function of the technical specifications corresponding to the necessary activities for the adequate application of the reinforcement.

Keywords:

**SEISMIC VULNERABILITY
SEISMIC ANALYSIS
SISMORESISTENT DESIGN
STRUCTURAL REINFORCEMENT**

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES

1.1. Introducción

Un evento sísmico es un fenómeno natural que ocurre de manera repentina y pasajera, se produce debido a la liberación de energía acumulada durante un largo tiempo. La mayor parte de estos eventos son producidos por la actividad de las fallas geológicas, sin embargo también pueden generarse debido al rozamiento entre placas tectónicas o a partir de la actividad volcánica. Al no poder predecir estos eventos, la ingeniería se ha encargado de elaborar técnicas para prevenirlos de alguna manera y tratar de mitigar los efectos producidos en las estructuras, de tal forma que se pueda reducir las pérdidas materiales y principalmente la pérdida de vidas humanas.

El reforzamiento sísmico se encuentra definido como la mejora del comportamiento sísmico de una estructura o de una edificación mediante la corrección de las deficiencias identificadas en ella. Para la rehabilitación sísmica de edificios existentes se han desarrollado varias herramientas, las cuales son seleccionadas principalmente en función de las características propias de la edificación y de su posible respuesta ante un evento sísmico.

Es así como partiendo desde una evaluación de la estructura, ya sea con ensayos in situ o mediante información obtenida a partir de planos estructurales o memorias técnicas, se determina las características y propiedades de los materiales con los cuales fue construida la estructura, para luego pasar a la elaboración de un modelo matemático el cual permite determinar el comportamiento de la estructura ante un evento sísmico y permitirnos llegar finalmente a la definición de la técnica o técnicas de rehabilitación más adecuadas para mejorar el desempeño sísmico de la estructura.

1.2. Antecedentes

El Ecuador al encontrarse en una zona con una alta actividad sísmica expone a muchas de sus edificaciones a un alto grado de vulnerabilidad, debido a que en su

gran mayoría se encuentran ubicadas en ciudades con alta peligrosidad sísmica como son las ciudades costeras, El proceso de subducción de la Placa de Nazca debajo de la Placa Sudamericana genera una serie de fallas a lo largo del país.

“Los principales sistemas de fallas son oblicuos a los Andes ecuatorianos, comenzando en el Golfo de Guayaquil (Falla Pallatanga) y cortando las cordilleras hacia el borde este de la Cordillera Real (Falla Chingual) en el norte de Ecuador, estas dos fallas probablemente son responsables de los principales terremotos históricos en Ecuador” (Soulas et al., 1991 en Egüez et al., 2003).

A raíz de las catástrofes producidas en el país en los últimos años es necesario elaborar propuestas de reforzamiento a las estructuras, principalmente a aquellas que han sido construidas antes de la promulgación de los códigos de la construcción o que han sido diseñadas bajo criterios de épocas anteriores, los cuales no toman en cuenta todas las consideraciones para el diseño sismoresistente actual.

El conocimiento en ingeniería evoluciona rápidamente por lo que resulta necesario aplicar un reforzamiento estructural después de un determinado tiempo, con el fin de que se cumplan los requerimientos sismoresistentes actuales y garantizar la adecuada funcionalidad de la estructura.

Debido al terremoto producido en la costa ecuatoriana el 16 de abril de 2016 se presentaron una serie de daños estructurales en varias edificaciones, las cuales requieren ser reforzadas de tal forma que puedan continuar operativas asegurando el bienestar de sus usuarios. Con este evento la población ecuatoriana comienza a tomar conciencia acerca de la importancia de que las edificaciones cumplan con los requerimientos mínimos especificados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Con el pasar de los años los códigos de la construcción en el Ecuador han sido sometidos a revisiones con el fin de mejorarlos estableciendo parámetros de diseño cada vez más rigurosos. Es así como desde el Código Ecuatoriano de la construcción CEC-77, luego el Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-2000, en el cual se añadió el capítulo de Peligro Sísmico y Diseño Sismoresistente, se ha llegado hoy en día hasta la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 15, con requerimientos mucho más exigentes en el diseño sismoresistente de edificaciones.

Hoy en día se ha vuelto obligatorio la aplicación de los parámetros y especificaciones indicados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, sin embargo

se debe tener en cuenta que para el caso de las edificaciones existentes no todas cumplen con estos parámetros, por lo que se requiere implementar un reforzamiento en la estructura para de esta forma alcanzar al menos las demandas mínimas exigidas por el código.

En base a lo indicado anteriormente, se elabora este proyecto de investigación, el cual mediante el Código ASCE 41 (American Society of Civil Engineers) en conjunto con la Norma Ecuatoriana de la Construcción actual, propone un tipo de reforzamiento para edificios de hormigón armado, indicando el procedimiento a seguir desde el análisis sísmico de la estructura original hasta el diseño en sí del sistema de reforzamiento, aplicándolo a un edificio afectado por el sismo del 16 de Abril del 2016 producido en la costa ecuatoriana.

1.3. Justificación

A raíz de las últimas catástrofes producidas en el país, resulta evidente la deficiencia en el diseño de varios edificios, los cuales requieren una rehabilitación sísmica de tal forma que cumplan los criterios actuales de diseño sismoresistente.

“Durante los últimos años, la actividad sísmica del Ecuador ha provocado la destrucción de ciudades como Riobamba e Ibarra, con la muerte de más de 60000 personas” (Yepez H. et al 1998). En la Figura 1 se muestran los eventos sísmicos producidos en el Ecuador desde el año 1950 hasta la actualidad, en la cual se evidencia la alta actividad sísmica a la cual se encuentra sometida la zona en la que se encuentra el país.

Date					Assoc		Addl EQ Info	Earthquake Location			Earthquake Parameters			Earthquake Effects						
Year	Mo	Dy	Hr	Mn	Sec	Tsu		Vol	Name	Latitude	Longitude	Focal Depth	Mag	MMI Int	Deaths Num	Deaths De	Injuries Num	Injuries De	Damage \$Mill	Damage De
1950	8	5	19	8				*	ECUADOR	-1.500	-78.200	60	6.8	11						
1956	1	16	23	37				*	ECUADOR	-.500	-80.500		7.3	9						2
1960	7	30	2	4				*	ECUADOR	-1.500	-79.000	21			11	1				1
1969	12	17	7	13				*	ECUADOR: SASQUISILI, PUJILI, LATACUNGA	-.800	-78.300	27	4.2							3
1976	4	9	7	8	47.0			*	ECUADOR: ESMERALDOS	.780	-79.800	9	6.7		10	1			4.000	2
1980	8	18	15	7	52.6			*	ECUADOR: W, GUAYAQUIL	-1.948	-80.017	55	5.6		8	1	100	2	5.000	2
1987	3	6	4	10	44.4			*	ECUADOR: NAPO PROVINCE, QUITO, TULCAN	.083	-77.785	10	7.2		5000	4			1500.000	4
1987	9	22	13	43	37.6			*	ECUADOR: AMBATO, LATACUNGA, RIOBAMBA	-.978	-78.050	10	6.2		2	1	12	1		2
1989	6	25	20	37	32.4			*	ECUADOR: ESMERALDAS, GUAYAQUIL	1.134	-79.616	15	6.1	7						2
1990	8	11	2	59	54.9			*	ECUADOR: PAMASQUI, QUITO	-.059	-78.449	5	4.4		4	1	10	1		3
1995	10	3	1	51	23.9			*	ECUADOR: QUITO	-2.750	-77.881	24	7.0		2	1	5	1		1
1996	3	28	23	3	49.8			*	ECUADOR: COTOPAXI, PASTAZA, TUNGURAHUA, AMBATO	-1.036	-78.737	33	5.9	6	27	1			7.000	3
1998	8	4	18	59	20.1			*	ECUADOR: BAHIA DE CARAQUEZ, CANOA	-.593	-80.393	33	7.2		3	1	40	1		2
2005	1	24	23	23	26.1			*	ECUADOR: NEAR WEST COAST: PUERTO LOPEZ, SALANGO	-1.364	-80.785	17	6.1							2
2005	10	24	17	35	33.8			*	ECUADOR: BAEZA	-.507	-77.745	35	4.8	6						1
2007	7	13	7	20	25.5			*	ECUADOR: ZARUMA	-3.987	-79.836	50	4.5							1
2007	11	16	3	13	.1			*	PERU-ECUADOR: GUAYAQUIL	-2.312	-77.838	123	6.8							1
2009	10	9	18	11	39.9			*	ECUADOR: TENA	-.962	-77.817	35	5.4							1
2010	8	12	11	54	15.5			*	ECUADOR: MANTA, GUAYAQUIL, LOJA	-1.266	-77.306	207	7.1							1
2011	10	29	13	50	49.0			*	ECUADOR: POMASQUI	-.130	-78.370	3	4.0							1
2014	8	12	19	57	58.0			*	ECUADOR: QUITO	-.076	-78.302	5	5.1		2	1	8	1		
2016	4	16	23	58	37.0	Tsu		*	ECUADOR: NEAR WEST COAST: PUERTO LOPEZ, SALANGO	.371	-79.970	19	7.8		662	3	6274	4		
2016	5	18	16	46	11.0			*	ECUADOR: MANABI PROVINCE	.465	-79.641	31	6.8		1	1	162	3		1

Figura 1 Terremotos significativos en el Ecuador

Fuente: (NATIONAL CENTERS FOR ENVIRONMENTAL INFORMATION, 2016)

La mayor parte del territorio ecuatoriano se encuentra ubicado en una zona de alta peligrosidad sísmica, por lo que es necesario implementar técnicas de reforzamiento sísmico a las edificaciones que han sido construidas en épocas anteriores al código de la construcción actual, para minimizar factores como la pérdida de vidas, daños a la propiedad y trastornos económicos. Es el caso del Edificio Santacruz, estructura que fue construida en la década de los 80, es decir en una época anterior a la implementación del peligro sísmico y el diseño sismoresistente en los códigos de la construcción.

Mediante este proyecto se espera promulgar la importancia del reforzamiento sísmico en edificios que no cumplen con los requerimientos de la normativa actual, de tal manera que puedan continuar con sus operaciones brindando las seguridades adecuadas para sus ocupantes.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo General

Verificar mediante el Análisis Estructural el estado actual del Edificio Santacruz y proponer un sistema de Reforzamiento Sismoresistente adecuado para mejorar el desempeño sísmico del edificio mediante el código ASCE 41 y la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

1.4.2. Objetivos Específicos

- Elaborar el análisis sísmico de la estructura para determinar las fuerzas y desplazamientos provocados por la acción sísmica.
- Definir el nivel de rehabilitación sísmica que se va a alcanzar en la estructura y seleccionar las estrategias de rehabilitación.
- Formular el modelo analítico de la estructura con la propuesta de reforzamiento aplicada para obtener una estimación de la respuesta y desempeño sísmico.
- Evaluar los resultados mediante los criterios de aceptación indicados en el código ASCE 41 y la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

CAPÍTULO 2

FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

2.1. Peligro Sísmico

Los terremotos al ser uno de los desastres naturales que más destrucción causan obligan a toda la comunidad a tomar medidas de prevención con el fin de proteger principalmente la vida humana y hasta cierto punto su propiedad. Sabemos que hasta la actualidad los eventos sísmicos no pueden ser predichos, sin embargo el avance de la ciencia y la ingeniería ha facilitado el desarrollo de herramientas que pueden ser utilizadas para reducir los daños provocados por los sismos.

Es así como nace la ingeniería sísmica, la cual nos permite identificar con bastante precisión los lugares donde es más probable que se presente un evento sísmico y los efectos que éste puede provocar como la energía generada, los medios de propagación y los sitios de posibles amplificaciones. La ingeniería nos proporciona los lineamientos para el diseño y construcción de estructuras de tal manera que puedan resistir las fuerzas generadas por estos eventos.

2.1.1. Zonificación sísmica y factor de zona Z

Es muy importante tomar en cuenta la ubicación de la estructura para elaborar el diseño o en este caso el reforzamiento, debido a las distintas zonas sísmicas en las que se encuentra dividido nuestro país. Los efectos sísmicos son transmitidos a la estructura a través del suelo por lo que es necesario tener en consideración sus características y en base a ello aplicar los parámetros necesarios para un diseño satisfactorio.

El Ecuador está dividido en seis zonas sísmicas caracterizadas por el valor del factor de zona Z, el cual representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. En la figura 2, se puede observar las diferentes zonas sísmicas existentes, siendo la región costa la de mayor aceleración sísmica debido a su proximidad a la Placa de Nazca.

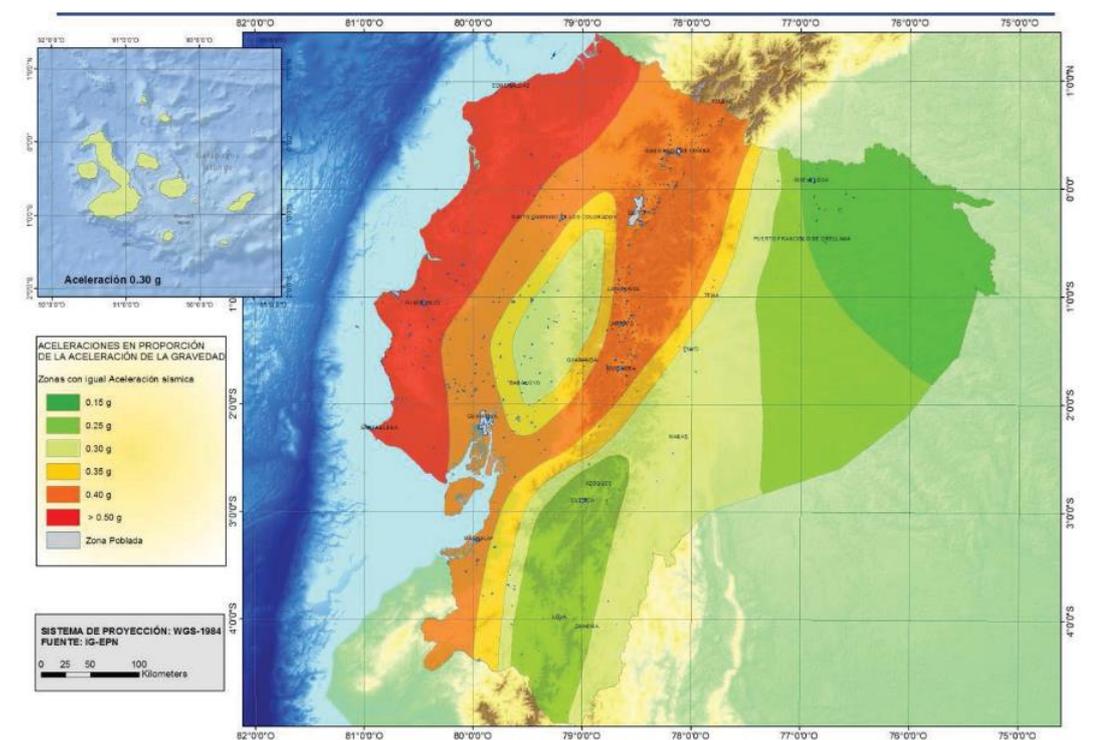


Figura 2 Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Cámara de la Industria de la Construcción, 2015)

“El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI” (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Cámara de la Industria de la Construcción, 2015).

Tabla 1
Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Cámara de la Industria de la Construcción, 2015)

2.1.2. Perfil del suelo

El perfil del suelo juega un papel importante en el peligro sísmico ya que es este parámetro el que determina el tipo de respuesta esperada durante un evento sísmico y los efectos que pueden transmitirse a la estructura. La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015 define seis tipos de perfil de suelo los cuales se indican en la tabla 2.

2.1.2.1. Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico

Tabla 2
Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ 100 kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.		

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Cámara de la Industria de la Construcción, 2015)

Dónde:

- V_s** Velocidad de onda cortante promedio del suelo que sobreyace al semi espacio
- N** Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo
- Su** Resistencia al corte no drenado.
- IP** Índice de Plasticidad. Se obtiene cumpliendo la norma ASTM D 4318
- w** Contenido de agua en porcentaje (en la clasificación de los estratos de arcilla se determina por medio de la norma ASTM D 2166)
- H** Espesor total de los estratos de suelos cohesivos (m).

2.1.2.2. Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs**Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto**

“Este coeficiente de amplificación de suelo amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástica de aceleraciones para el diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio” (NEC–SE–DS Peligro sísmico, 2015, p. 31). En la Tabla 3 se indican los valores del coeficiente Fa.

Tabla 3
Tipo de suelo y Factores de sitio Fa

Tipos de perfil del Subsuelo.	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1	0.85
F	Para este tipo de Suelos, no se proporcionan valores de Fa debido a que requieren un estudio especial, como se indica en la Tabla 2 de la Sección 10.6.4 del NEC en el apartado NEC_SE_DS (peligro sísmico.)					

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Cámara de la Industria de la Construcción, 2015)

Fd: amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca

“Este coeficiente amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio” (NEC–SE–DS Peligro sísmico, 2015, p. 31). En la Tabla 4 se indican los valores del coeficiente Fd.

Tabla 4
Tipo de suelo y Factores de sitio Fd

Tipos de perfil del Subsuelo.	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Para este tipo de Suelos, no se proporcionan valores de Fa debido a que requieren un estudio especial, como se indica en la Tabla 2 de la sección 10.6.4 de la norma en el apartado NEC_SE_DS (peligro sísmico.)					

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Cámara de la Industria de la Construcción, 2015)

Fs: comportamiento no lineal de los suelos

“Este coeficiente considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos” (NEC–SE–DS Peligro sísmico, 2015, p. 32). En la Tabla 5 se indican los valores de Fs.

Tabla 5
Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s

Tipos de perfil del Subsuelo.	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.4
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Para este tipo de Suelos, no se proporcionan valores de F_a debido a que requieren un estudio especial, como se indica en la Tabla 2 de la sección 10.6.4 de la norma en el apartado NEC_SE_DS (peligro sísmico.)					

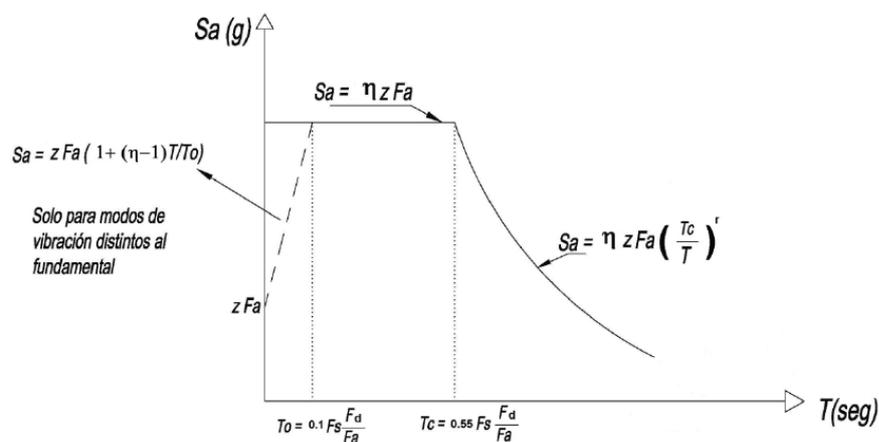
Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Cámara de la Industria de la Construcción, 2015)

2.1.3. Componentes horizontales de la carga sísmica

2.1.3.1. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

El espectro de respuesta elástico en aceleraciones S_a definido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (2015), está expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño. Este espectro se indica en la figura 3 en función de los siguientes parámetros.

- El factor de zona sísmica Z
- El tipo de suelo del sitio de construcción de la estructura
- Los valores de los coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d , F_s .



Dónde:	
η	Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
F_a	Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
F_d	Coefficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
F_s	Coefficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos
S_a	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura
T	Período fundamental de vibración de la estructura
T_0	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
T_c	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g

Figura 3 Espectro sísmico elástico de aceleraciones

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Cámara de la Industria de la Construcción, 2015)

De acuerdo con la NEC–SE–DS Peligro sísmico (2015) “Dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para períodos de vibración estructural T pertenecientes a 2 rangos” (p. 33). El valor de amortiguamiento depende del tipo de material y del sistema estructural, para estructuras de hormigón armado con un nivel de daño grande se considera un amortiguamiento mayor al 10%, sin embargo los espectros de diseño se establecen para un amortiguamiento del 5% que implica un agrietamiento visible en la estructura.

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{para } T > T_c$$

Dónde:

η Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

r Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

$r = 1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E.

$r = 1.5$ para tipo de suelo E.

- Sa** Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura.
- T** Período fundamental de vibración de la estructura.
- Tc** Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
- Z** Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g .

Los valores de la relación de amplificación espectral, η (Sa/Z , en roca) varían en función de las regiones del Ecuador, y adoptan los valores mostrados a continuación:

- $\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)
- $\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$: Provincias del Oriente

Los límites para el período de vibración T_c y T_L se calculan a partir de las siguientes expresiones:

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_L = 2.4 F_d$$

Dónde:

- Fa** Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.
- Fd** Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.
- Fs** Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.
- Tc** Es el período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

T_L Es el período límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos.

2.1.4. Componente vertical del sismo de diseño

La componente vertical del sismo debe ser considerada para los elementos que exceden los límites de las plantas de los pisos como es el caso de los voladizos horizontales.

2.1.4.1. Caso general

La componente vertical del sismo puede considerarse como el escalamiento de la componente horizontal de la aceleración por un factor no menor a 2/3.

$$E_v \geq \frac{2}{3} E_h$$

E_v Componente vertical del sismo

E_h Componente horizontal del sismo

2.1.4.2. Elementos que exceden los límites de las plantas de los pisos

Estos se diseñarán para una fuerza vertical neta reversible F_{rev} expresada por la siguiente ecuación:

$$F_{rev} = \frac{2}{3} I (\eta Z F_a) W_p$$

W_p Peso que actúa en el voladizo.

I Coeficiente de importancia.

2.2. Metodología del diseño sismoresistente

2.2.1. Categoría de edificio y coeficiente de importancia I

El coeficiente de importancia I se determina en función del tipo de edificación que se va a analizar, mediante este factor se incrementa la demanda sísmica de diseño para estructuras que por sus características de funcionalidad deben

permanecer operativas o sufrir daños menores durante y después de la ocurrencia de un evento sísmico. En la tabla 6 se indican las categorías de la edificación, su tipo de uso y su coeficiente de importancia I.

Tabla 6
Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Cámara de la Industria de la Construcción, 2015)

2.2.2. Filosofía de diseño sismo resistente

La filosofía de diseño sismoresistente nos permite comprobar el nivel de seguridad de tal forma que se garantice la vida de los usuarios de la estructura. “El diseño estructural se hace para el sismo de diseño, evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un período de retorno de 475 años” (NEC–SE–DS Peligro sísmico, 2015, p. 40).

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015. Para estructuras de ocupación normal el objetivo del diseño es:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.

- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

Esta filosofía de diseño se consigue diseñando la estructura para:

- Tener la capacidad para resistir las fuerzas especificadas por esta norma.
- Presentar las derivas de piso, ante dichas cargas, inferiores a las admisibles.
- Poder disipar energía de deformación inelástica, haciendo uso de las técnicas de diseño por capacidad o mediante la utilización de dispositivos de control sísmico.

2.2.3. Límites permisibles de las derivas de los pisos

La deriva de piso se entiende como el desplazamiento lateral relativo de un piso con respecto al piso consecutivo, el cual se calcula mediante la resta entre el desplazamiento del piso superior y el desplazamiento del piso inferior. La deriva máxima para cualquier piso no debe exceder los límites de la deriva inelástica indicados para cada caso en la tabla 7, estos valores están expresados como un porcentaje de la altura de piso.

Tabla 7
Valores de Δ_M máximos

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

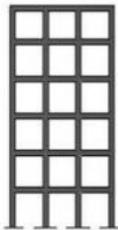
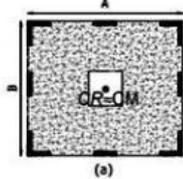
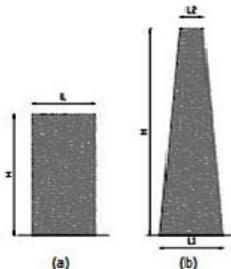
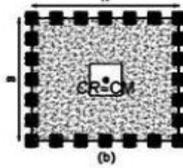
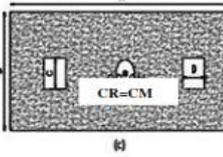
Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Cámara de la Industria de la Construcción, 2015)

2.2.4. Regularidad/Configuración estructural

2.2.4.1. Configuración estructural

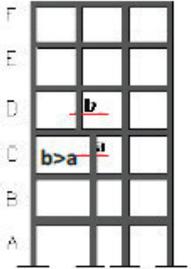
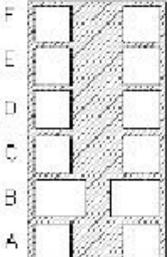
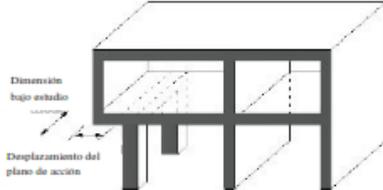
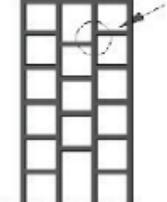
La configuración estructural desempeña un papel importante en el comportamiento de la edificación durante un evento sísmico, las configuraciones estructurales recomendadas se muestran en la tabla 8, por otro lado las configuraciones que generan cambios bruscos de rigidez y resistencia deben evitarse. En la tabla 9 se indican las configuraciones estructurales no recomendadas.

Tabla 8
Configuraciones estructurales recomendadas

CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_{Ei} = 1$		CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_{Pi} = 1$	
<p>La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporricados, es constante en todos los niveles</p> <p>$\phi_{Ei} = 1$</p>		<p>La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa.</p> <p>$\phi_{Pi} = 1$</p>	 <p>(a)</p>
<p>La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional.</p> <p>$\phi_{Ei} = 1$</p>	 <p>(a) (b)</p>		 <p>(b)</p>
			 <p>(c)</p>

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Cámara de la Industria de la Construcción, 2015)

Tabla 9
Configuraciones estructurales no recomendadas

IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN		IRREGULARIDADES EN PLANTA
<p>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas. La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p>		<p>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical.</p> <p>Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamiento del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p>
<p>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia. La estructura se considera irregular no recomendable cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).</p>		
<p>Columna corta. Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>		

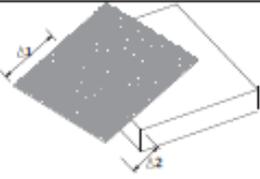
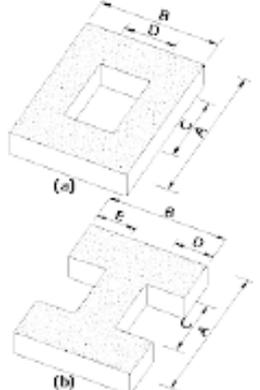
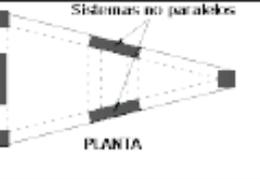
Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Cámara de la Industria de la Construcción, 2015)

2.2.4.2. Irregularidades y coeficientes de configuración estructural

Para estructuras irregulares ya sea en planta o elevación, se debe utilizar los coeficientes de configuración estructural, los cuales castigarán al diseño incluyendo el efecto de dichas irregularidades las cuales producen un comportamiento deficiente de la estructura. “Los coeficientes de configuración estructural incrementan el valor del cortante de diseño, con la intención de proveer de mayor resistencia a la estructura, pero no evita el posible comportamiento sísmico deficiente de la edificación. Por tanto, es recomendable evitar al máximo la presencia de las irregularidades mencionadas” (NEC–SE–DS Peligro sísmico, 2015, p. 49).

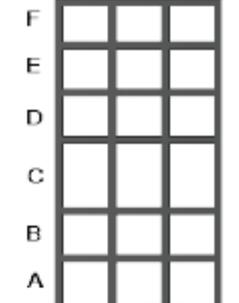
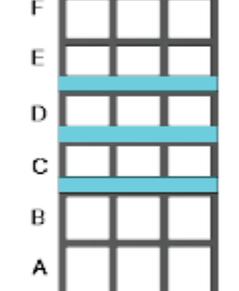
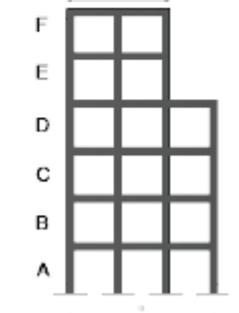
En la tabla 10 se indican los coeficientes de irregularidad en planta, mientras que en la tabla 11 están indicados los coeficientes para la irregularidad en elevación.

Tabla 10
Coefficientes de irregularidad en planta

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{T1}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{T2}=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{T3}=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[Cx D + CxE] > 0.5Ax B$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{T4}=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Cámara de la Industria de la Construcción, 2015)

Tabla 11
Coefficientes de irregularidad en elevación

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_E=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D Rigidez $< 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_E=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_E=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Cámara de la Industria de la Construcción, 2015)

Para el cálculo del coeficiente de regularidad en planta se utilizará la siguiente expresión, en base a los diferentes tipos de irregularidad descritos anteriormente. “Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritas en la tabla 2.10, en ninguno de sus pisos, ϕ_P tomará el valor de 1 y se le considerará como regular en planta” (NEC–SE–DS Peligro sísmico, 2015, p. 52).

$$\phi_P = \phi_{PA} \times \phi_{PB}$$

Dónde:

\emptyset_P Coeficiente de regularidad en planta.

\emptyset_{PA} Mínimo valor de \emptyset_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1,2 y/o 3.

\emptyset_{PB} Mínimo valor de \emptyset_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 4.

\emptyset_{Pi} Coeficiente de configuración en planta.

Para el cálculo del coeficiente de regularidad en planta se utilizará la siguiente expresión, en base a los diferentes tipos de irregularidad descritos anteriormente. “Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritas en la tabla 2.11, en ninguno de sus niveles, \emptyset_P tomará el valor de 1 y se le considerará como regular en elevación” (NEC–SE–DS Peligro sísmico, 2015, p. 52).

$$\emptyset_E = \emptyset_{EA} \times \emptyset_{EB}$$

Donde:

\emptyset_E Coeficiente de regularidad en elevación.

\emptyset_{EA} Mínimo valor de \emptyset_{Ei} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1.

\emptyset_{EB} Mínimo valor de \emptyset_{Ei} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 2 y/o 3.

\emptyset_{Ei} Coeficiente de configuración en elevación.

2.2.5. Carga sísmica reactiva W

La carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo, la cual se utiliza independientemente del método de análisis seleccionado.

Caso general

$$W = D$$

Casos especiales: bodegas y almacenaje

$$W = D + 0.25L_i$$

Dónde:

D Carga muerta total de la estructura

L_i Carga viva del piso i

2.2.6. Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica R

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC–SE–DS Peligro sísmico (2015). “El factor R permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas” (p. 63). Para la definición de este factor se recomienda considerar criterios como los indicados a continuación:

- Aspectos de agrupamiento de elementos estructurales, diferencias entre realidades constructivas y de calidad entre los materiales y la construcción.
- Penalizaciones dirigidas hacia estructuras que no permiten disponer de una adecuada ductilidad global para soportar las deformaciones inelásticas requeridas por el sismo de diseño.

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015 los factores de reducción de resistencia dependen de variables tales como:

- Tipo de estructura
- Tipo de suelo
- Período de vibración considerado
- Factores de ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura.

Para la edificación, la norma ha clasificado los distintos sistemas estructurales en dos grupos; Sistemas estructurales dúctiles cuyos valores de R se indican en la Tabla 12 y Sistemas estructurales de ductilidad limitada. Los valores correspondientes a este último grupo están indicados en la Tabla 13.

Tabla 12
Coefficiente R para sistemas estructurales dúctiles

Sistemas Estructurales Dúctiles.	R
Sistemas Duales.	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Sistemas Estructurales Dúctiles.	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Cámara de la Industria de la Construcción, 2015)

Tabla 13
Coefficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada

Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada.	R
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia.	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
Muros estructurales portantes.	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Cámara de la Industria de la Construcción, 2015)

2.2.7. Cortante basal de diseño V

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015 define al Cortante basal de diseño como la “fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción”. El cortante basal total de diseño V, aplicado a una estructura en una dirección determinada, se determina mediante la expresión:

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_P\phi_E} W$$

Dónde:

S_a (T_a)	Espectro de diseño en aceleración.
ϕ_P y ϕ_E	Coefficientes de configuración en planta y elevación.
I	Coefficiente de importancia.
R	Factor de reducción de resistencia sísmica.
V	Cortante basal total de diseño.
W	Carga sísmica reactiva.
T_a	Período de vibración.

2.2.8. Período de vibración T

Para edificaciones como el caso del Edificio Santacruz, el valor del período de vibración T puede determinarse a partir de la siguiente expresión:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Dónde:

C_t	Coefficiente que depende del tipo de edificio.
h_n	Altura máxima de la edificación de n pisos en metros, medida desde la base de la estructura.
T	Período de vibración.

Tabla 14
Valores para C_t y α

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Cámara de la Industria de la Construcción, 2015)

2.2.9. Control de la deriva de piso

El control de deformaciones se lo realizará mediante el cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso, comprobando que la estructura presenta deformaciones inelásticas aceptables. Los valores máximos de las derivas se han establecido considerando que al momento del análisis se utilizarán secciones agrietadas de elementos estructurales. “Para la revisión de las derivas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos Δ_M de la estructura, causada por el sismo de diseño”. (NEC–SE–DS Peligro sísmico, 2015, p. 69).

La deriva máxima inelástica de cada piso se calcula a partir de la siguiente expresión:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

Dónde:

Δ_M Deriva máxima inelástica.

Δ_E Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas.

R Factor de reducción de resistencia.

El valor obtenido de la deriva máxima inelástica Δ_M no deberá superar los valores indicados en la tabla 2.7.

2.3. Rehabilitación Sísmica de edificios

2.3.1. Introducción

Debido a la larga historia de actividad sísmica registrada en el Ecuador, surge la necesidad de desarrollar técnicas para la mitigación del riesgo sísmico el cual resulta de la combinación de tres factores importantes:

- Peligro sísmico del sitio donde se encuentra la estructura.
- Nivel de exposición de la estructura.
- Vulnerabilidad al daño de las edificaciones.

El Ecuador al encontrarse en su mayor parte dentro de una zona de alto peligro sísmico, genera una gran vulnerabilidad al daño de varias de sus edificaciones principalmente las que se encuentran ubicadas en las ciudades costeras. La rehabilitación sísmica de edificios aplicada a este proyecto se ejecutará de acuerdo a la Norma Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (ASCE 41-06) cumpliendo principalmente con los parámetros establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015).

2.3.2. Etapas del proceso de rehabilitación sísmica

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015. El desarrollo de un proyecto de rehabilitación sísmica de edificios debe contener al menos los siguientes pasos:

- Definición del objetivo de rehabilitación
- Selección de estrategias de rehabilitación
- Levantamiento de información y ensayos
- Modelación, análisis y criterios de aceptación
- Diseño y rehabilitación

2.3.3. Objetivos de rehabilitación

2.3.3.1. Niveles de desempeño

Estos niveles son el resultado de la combinación de los niveles de desempeño de los componentes estructurales y no estructurales, en la tabla 15 se muestran las combinaciones y el nivel de daño esperado.

Tabla 15
Control de daño y niveles de desempeño para edificios

	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)	Nivel de Seguridad de Vida (3-C)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel Operacional (1-A)
Daño Global	Severo	Moderado	Ligero	Muy Ligero
General	Pequeña resistencia y rigidez residual, pero columnas y muros cargadores funcionando. Grandes derivas permanentes. Algunas salidas bloqueadas. Parapetos no asegurados que han fallado o tienen alguna falla incipiente. El edificio está cerca del colapso	Algo de resistencia y rigidez residual ha quedado en todos los pisos. Elementos que soportan cargas gravitacionales aún funcionando. Fallas en muros dentro de su plano o parapetos inclinados. Algo de deriva permanente. Daño en paredes divisorias. El Edificio se mantiene económicamente reparable	No hay deriva permanente. La estructura aún mantiene resistencia y rigidez originales. Fisuras menores en fachadas, paredes divisorias, cielos razos así como en elementos estructurales. Los ascensores aún pueden ser encendidos. Sistema contra incendios aún operable	No hay deriva permanente. La estructura aún mantiene la resistencia y rigidez originales. Fisuras menores en fachadas, paredes divisorias, y cielos razos así como en elementos estructurales. Todos los sistemas importantes para una operación normal están en funcionamiento
Componentes No Estructurales	Daño severo	Peligro de caída de objetos mitigado pero bastante daño en sistemas: arquitectónico, mecánico y eléctrico	Equipos y contenido están seguros de manera general., pero algunos no operan debido a fallas mecánicas o falta de utilidad	Ocurre daño insignificante. La energía eléctrica y otros servicios están disponibles, posiblemente por servicios de reserva

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Cámara de la Industria de la Construcción, 2015)

2.3.3.2. Niveles de amenaza sísmica

Para la evaluación y rehabilitación sísmica de edificios se definen cuatro niveles de amenaza sísmica, para distintas probabilidades de excedencia en 50 años. En la tabla 16 se indican estos niveles.

Tabla 16
Niveles de amenaza sísmica

Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno T_r (años)	Tasa de excedencia ($1/T_r$)
2%	2500	0.00040
10%	475	0.00211
20%	225	0.00444
50%	72	0.01389

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Cámara de la Industria de la Construcción, 2015)

2.3.3.3. Definición de los objetivos de rehabilitación

El objetivo de rehabilitación se establece mediante la “selección de uno o más pares de niveles sísmicos y los correspondientes niveles de desempeño. Es decir, los niveles de daño estructural y no estructural que debe alcanzar la edificación cuando es impactada por sismos de distinto período de retorno” (NEC–SE–RE Riesgo sísmico, 2015, p. 21). En la tabla 17 se indican los diferentes objetivos de rehabilitación.

Tabla 17
Objetivos de rehabilitación

		Niveles de Desempeño Esperados en el Edificio			
		Nivel Operacional (1-A)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel de Seguridad de Vida (3-C)	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)
NIVEL DE TERREMOTO	50% / 50 años	a	b	c	d
	20% / 50 años	e	f	g	h
	BSE-1 (10% / 50 años)	i	j	k	l
	BSE-2 (2% / 50 años)	m	n	o	p

1.- Cada celda en esta matriz representa un Objetivo de Rehabilitación discreto

2.- Los objetivos de rehabilitación de esta tabla pueden ser usados para representar los siguientes 3 objetivos de rehabilitación:

Objetivo Básico de Seguridad	k y p
Objetivos Avanzados	k y m, n, or o p e i ó j k y p y a, b, e, ó f
Objetivos Limitados	m, n, u o sólo k sólo p sólo c, d, g, h, o l sólo

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Cámara de la Industria de la Construcción, 2015)

La Norma Ecuatoriana de la Construcción en el Capítulo Riesgo sísmico, evaluación, rehabilitación de estructuras establece los siguientes objetivos:

Estructuras esenciales: deberán ser rehabilitadas al menos para el objetivo de rehabilitación básico de seguridad (k y p).

Estructuras de ocupación especial: deberán ser rehabilitadas para un objetivo limitado (g y l).

Para el caso del Edificio Santacruz al no tratarse de una estructura esencial o de ocupación especial, se utilizará un objetivo de rehabilitación limitado “k”. Es decir, debe cumplir el Nivel de seguridad de vida para un nivel de terremoto BSE-1 (10% / 50 años).

2.3.4. Estrategias de rehabilitación

Mediante la implementación de medidas de rehabilitación para solventar las deficiencias identificadas, se pretende alcanzar de manera exitosa el objetivo de rehabilitación seleccionado. La medida implementada para la rehabilitación debe ser evaluada de forma global con la estructura para asegurar que se alcance de forma satisfactoria el objetivo. Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 15 y el código ASCE 41, Las estrategias de rehabilitación permitidas son:

- Modificación local de componentes.
- Remoción o reducción de irregularidades.
- Rigidizamiento global de la estructura.
- Reforzamiento global de la estructura.
- Reducción de masa.
- Aislamiento sísmico.
- Incorporación de disipadores de energía.

2.3.5. Levantamiento de información y ensayos

Las características del edificio correspondientes al desempeño sísmico pueden ser obtenidas a partir de las siguientes fuentes:

- Observación de campo de las condiciones expuestas y la configuración del edificio.
- Documentos constructivos, análisis, memorias técnicas, estudios de suelos realizados, datos proporcionados por el propietario o por el código oficial.
- Los estándares de referencia y códigos utilizados durante el periodo de construcción del edificio.
- Ensayos destructivos o no destructivos para la determinación de las características de los materiales.

2.3.5.1. Configuración estructural

La información de la configuración estructural debe identificar el sistema resistente. Este sistema puede incluir componentes estructurales y no estructurales que participan en la resistencia a cargas laterales, esta información debe identificar posibles deficiencias sísmicas en el sistema resistente, que puede incluir discontinuidades, puntos débiles, irregularidades, y la insuficiencia de las capacidades de resistencia y deformación.

2.3.5.2. Propiedades de los componentes estructurales

Se debe recolectar suficiente información acerca de los componentes del edificio, como su geometría, el tipo de material y su conexión con otros componentes con el fin de permitir una adecuada modelación para su posterior análisis ya que este requiere un buen entendimiento de todos los componentes que conforman el sistema estructural. La capacidad resistente y de deformación de los componentes estructurales se basa en las propiedades de los materiales de los cuales se encuentran conformados.

En la tabla 18 se indican los requerimientos de recolección de datos en función del objetivo de rehabilitación y el nivel de desempeño que se quiere alcanzar, aquí se indica también un factor importante que es el factor de incertidumbre k . La Norma Ecuatoriana de la construcción señala que: “En el caso de ser aplicado un procedimiento de análisis lineal dinámico, cuando limitaciones económicas o de otro tipo impidan la ejecución de pruebas físicas o ensayos sobre los materiales, las propiedades mecánicas asumidas a partir de documentos o planos serán afectadas por un factor de incertidumbre k menor o igual que 0.75” (NEC–SE–RE Riesgo sísmico, 2015, p. 23).

Sin embargo en una actualización del código ASCE 41 se indica que si se tiene los valores de las propiedades mecánicas de los materiales indicados en los planos de diseño, el factor de incertidumbre k será de 0.9.

Tabla 18
Requerimientos de recolección de datos

Datos	Mínimo			Usual		Comprensivo	
Nivel de desempeño	Seguridad de vida o menor			Seguridad de vida o menor		Mayor al de seguridad de vida	
Procedimiento de análisis	Lineal estático, Lineal dinámico			Todos		Todos	
Ensayos	No ensayos			Ensayos usuales		Ensayos comprensivos	
Planos	Planos de diseño o equivalentes		No planos	Planos de diseño o equivalentes		Documentos constructivos o equivalentes	
Condición de evaluación	Visual	Visual	Comprensivo	Visual	Comprensivo	Visual	Comprensivo
Propiedades de los materiales	Valores predeterminados	Planos de diseño	Valores predeterminados	Planos de diseño y ensayos	Ensayos	Documentos y ensayos	Ensayos comprensivos
Factor de incertidumbre (k)	0.75	0.9	0.75	1	1	1	1

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2013)

2.3.6. Modelación, análisis y criterios de aceptación

El modelo matemático es una representación de la estructura real, la cual nos permite realizar el análisis de su comportamiento ya sea ante cargas gravitatorias o cargas sísmicas, es importante que en dicho modelo se incluyan todos los elementos que conforman el sistema estructural resistente, distribución espacial de masas y rigideces en la estructura con el fin de obtener resultados lo más cercanos posibles al comportamiento de la estructura real. Para la elaboración de este modelo es necesario haber realizado previamente el levantamiento de datos sobre la estructura en el cual se incluye la distribución geométrica, las secciones de los elementos estructurales como vigas, columnas y losas, el tipo de material utilizado para su construcción y sus características como la resistencia a la compresión en el caso del hormigón y el esfuerzo de fluencia del acero utilizado para el armado de vigas y columnas.

Los procedimientos de análisis estructural que permite aplicar la Norma Ecuatoriana de la Construcción, en base a lo recomendado en el código ASCE 41 son: Lineal estático, Lineal dinámico, No-lineal estático y No-lineal dinámico. Para el caso del presente proyecto se utilizarán los procedimientos lineales basados en fuerzas.

2.3.6.1. Análisis Dinámico Lineal

En este caso se deja de lado la simplificación del sistema estructural a un solo grado de libertad, ya que las estructuras son tridimensionales esta se modela como un sistema de múltiples grados de libertad. El efecto de la acción sísmica puede ser modelado mediante un análisis modal espectral o un análisis de respuesta en el tiempo. El análisis modal espectral es uno de los más utilizados en el análisis sísmico de estructuras el cual considera que existen varios modos o formas en los cuales una estructura puede vibrar en respuesta a una acción sísmica determinada. Cada modo de vibración además de una deformada característica tiene también un periodo de vibración diferente.

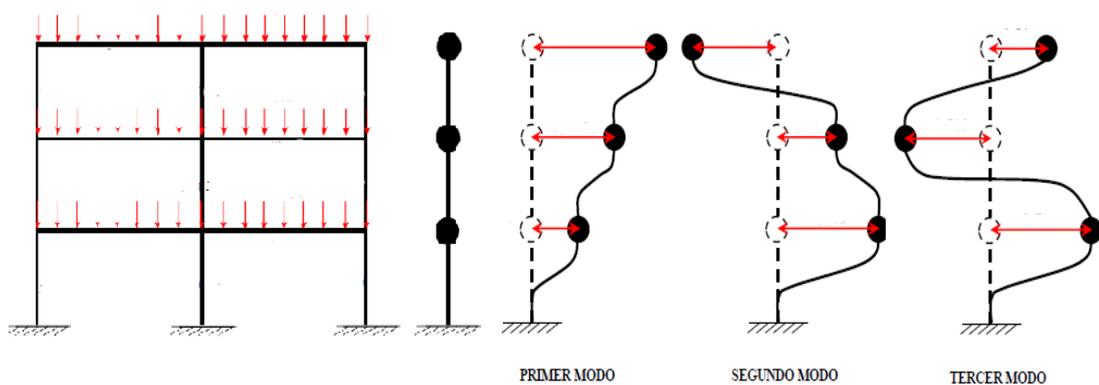


Figura 4 Representación Modos de vibración de una estructura

Fuente: (Aguilar Falconí, 2012)

2.4. Refuerzo de estructuras de hormigón armado

Se denomina refuerzo a los cambios implementados para obtener un incremento de la capacidad resistente de la estructura con el fin de alcanzar niveles de resistencia mayores de los que fueron considerados al momento de su diseño y construcción. Esta técnica se emplea en estructuras que por sus características pueden presentar comportamientos deficientes ante la acción de un sismo, sabemos que en nuestro medio es muy común que algunas estructuras sean utilizadas para actividades distintas a las que fueron consideradas para el diseño, además en edificios construidos hace ya algún tiempo se puede registrar cierto nivel de deterioro

en los materiales de construcción principalmente en lugares en los que el ambiente es agresivo. Entre las razones más comunes que generan la necesidad de implementar un reforzamiento se pueden señalar las siguientes:

- Actualización de normas de construcción.
- Cambio del uso de la estructura.
- Diseños inadecuados o con códigos anteriores.
- Errores constructivos.
- Daños estructurales producidos por un sismo.
- Corrosión y deterioro del acero de refuerzo.

El principal objetivo de la implementación de un refuerzo estructural es el de incrementar la resistencia y la rigidez de la estructura, sin embargo es muy importante considerar la conexión entre los elementos existentes y los que conforman el reforzamiento ya que todo el sistema debe trabajar en conjunto. Al colocar el reforzamiento en los elementos estructurales se producen cambios de rigidez los cuales se toman en cuenta dentro del análisis global de la estructura, para esto suponemos que el elemento original y su refuerzo tendrán un comportamiento monolítico.

2.4.1. Tipos de reforzamiento estructural

Las estructuras de hormigón armado deben ser construidas de modo que conserven su estabilidad y seguridad para sus ocupantes, respetando condiciones ambientales o de uso previstas en el diseño, sin embargo esto no siempre se cumple. Existen dos tipos de intervenciones dentro del reforzamiento estructural que son aplicadas a las edificaciones.

2.4.1.1. Medidas preventivas

Es el reforzamiento que se aplica con el fin de prevenir la ocurrencia de fallas en la estructura, mejorando las características de los elementos estructurales que pueden verse afectados por un incremento de cargas o porque no cumplen con los requisitos de diseño señalados en los nuevos códigos de la construcción.

2.4.1.2. Medidas correctivas

Estas medidas se aplican con el fin de reparar y devolver a sus condiciones originales a los elementos estructurales que han sido afectados debido un sismo, agentes ambientales, incendios, etc. Las estructuras dañadas a causa de un sismo deben ser rehabilitadas de tal forma que se corrijan defectos estructurales y que le permitan a la edificación recuperar su capacidad de resistir un nuevo sismo.

2.4.2. Modificación local de componentes

Una estructura puede estar conformada de un sistema resistente con una adecuada resistencia y rigidez global, sin embargo es posible que varios de los componentes de un edificio no tengan suficiente resistencia o capacidad de deformación para desarrollar un adecuado desempeño ante cargas sísmicas, una de las estrategias de reforzamiento recomendada es la de modificar estos componentes manteniendo la configuración básica del sistema estructural resistente. En esta estrategia se incluyen medidas como el encamisado de vigas y columnas ya sea mediante la colocación de placas de acero o con un recrecido de hormigón armado, En este tipo de intervenciones es importante verificar que el nuevo material trabaje en conjunto con los elementos existentes ya que de otra forma estos no serían útiles y solamente generarían una carga adicional para la estructura analizada.

Los sistemas habituales de refuerzo en estructuras de hormigón armado mediante la modificación local de componentes incluyen las siguientes técnicas:

- Refuerzo mediante recrecido con hormigón armado.
- Refuerzo mediante adosado de perfiles metálicos.
- Refuerzo mediante disposición de armadura exterior.

2.4.2.1. Refuerzo mediante recrecido de hormigón armado.

Esta opción utilizada para reforzar un elemento estructural de hormigón consiste básicamente en hacer crecer su sección transversal envolviéndolo con una sección adicional de hormigón armado. La ventaja de este sistema es la de presentar

una gran compatibilidad entre el material original y el de refuerzo ya que se genera una amplia superficie de contacto entre ambos elementos permitiendo así una correcta transferencia de esfuerzos. Además de aumentar considerablemente la sección del elemento se incorpora una mayor cuantía de acero, el cual de ser necesario puede anclarse con la armadura original dando como resultado un elemento monolítico el cual ha incrementado notablemente su resistencia y rigidez.

Por otra parte los posibles inconvenientes que pueden presentarse en esta técnica de reforzamiento son la dificultad constructiva y consecuentemente un elevado costo, además el aumento de rigidez que se genera puede alterar la distribución de esfuerzos en el sistema estructural. En la figura 4 se indica el reforzamiento de columnas mediante el recrecido de hormigón armado, en el cual es importante la preparación de la superficie del elemento original tratando de dejarla lo más rugosa e irregular posible.



Figura 5 Reforzamiento de columnas con recrecido de hormigón armado

Fuente: (Pachon, 2014)

Si se quiere mejorar la transferencia de esfuerzos es necesaria una conexión directa entre la armadura original y la de refuerzo, para lograrlo se debe eliminar el recubrimiento y colocar barras intermedias mediante soldadura o traslape, para esta técnica la armadura transversal del refuerzo tiene una gran importancia.

2.4.2.2. Refuerzo mediante perfiles metálicos

Otra de las técnicas de reforzamiento más utilizadas consiste en unir uno o varios perfiles metálicos al elemento original de tal modo que se transforme en un elemento mixto. Este sistema de refuerzo es muy eficaz estructuralmente ya que permite incrementar considerablemente la resistencia y la rigidez del elemento original. La ventaja de esta técnica radica en una menor dificultad constructiva en comparación al recrecido de hormigón, por lo que los costos resultan ser inferiores.

Sin embargo, debido a que se trata de materiales con características diferentes es posible la presencia problemas de compatibilidad por lo que pueden reducir la eficacia del sistema, en vista de que la adherencia y rozamiento entre estos elementos resulta ser insuficiente es necesaria la colocación de anclajes mecánicos o en su defecto la utilización de una resina epóxica, teniendo en cuenta que este tipo de resina es extremadamente vulnerable al fuego.

En la figura 5 se indica el reforzamiento de vigas mediante la adición de perfiles metálicos los cuales se encuentran soportados en la columna mediante anclajes mecánicos.



Figura 6 Reforzamiento de vigas mediante colocación de perfiles metálicos

Fuente: (Pachon, 2014)

2.4.2.3. Refuerzo mediante armado exterior

Para el refuerzo de las estructuras de hormigón armado se tiene también la alternativa de añadir al elemento original una armadura exterior, dicha armadura es ligada generalmente mediante adhesivos, aunque se puede utilizar también anclajes metálicos. Esta técnica fue desarrollada casi a la par con la aparición de los adhesivos epoxi en la década de 1960, lo cual permitió encolar las bandas de acero aprovechando la eficacia de estos adhesivos.

El refuerzo mediante armado exterior ha sido ampliamente utilizado en todo el mundo, principalmente para reforzar vigas o losas a flexión o cortante y se utiliza generalmente en la cara de tracción. Este sistema en comparación al refuerzo mediante recrecido de hormigón y colocación de perfiles metálicos presenta la ventaja de una mayor facilidad de ejecución así como también que el incremento de dimensiones de los elementos es limitado.

Sin embargo al tratarse solamente del incremento de armadura, sin aumentar la sección del elemento, los niveles de refuerzo alcanzados son reducidos en comparación a los otros sistemas. Además, al ligarse al elemento original mediante adhesivos epóxicos genera una resistencia al fuego casi nula, ya que en presencia de éste el epóxico pierde sus características resistentes siendo necesaria la implementación de una protección contra el calor. Otro inconveniente a tomar en cuenta es la posible corrosión que puede presentarse con el tiempo en las bandas de acero, por lo que se requiere su protección y mantenimiento.

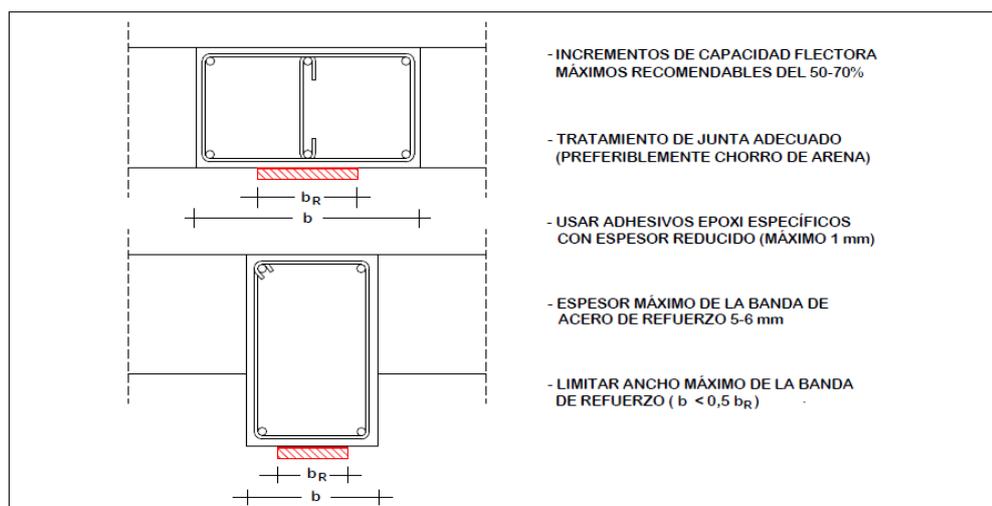


Figura 7 Refuerzo a flexión mediante bandas de acero encoladas

Fuente: (Río Bueno, 2008)

2.4.3. Rigidizamiento global de la estructura

El rigidizamiento global de la estructura puede ser una efectiva estrategia de rehabilitación si al momento de implementar un análisis sísmico se determinan deficiencias atribuidas al excesivo desplazamiento lateral de la estructura y sus componentes no tienen la suficiente ductilidad para resistir las deformaciones producidas. La construcción de arriostramientos o muros de corte en los marcos estructurales del edificio es una medida efectiva para el aumento de rigidez.

2.4.3.1. Pórticos Arriostrados

Los diferentes tipos de arriostramiento lateral se utilizan para limitar los desplazamientos de entrepiso. El arriostramiento mediante diagonales es muy utilizado en el rigidizamiento de estructuras, ya que el proceso constructivo es económico y su análisis es simple. Los pórticos arriostrados hacen uso de elementos diagonales para resistir las fuerzas laterales producidas principalmente por cargas sísmicas.

En las estructuras de hormigón armado se puede combinar los pórticos dúctiles con diagonales metálicas, pero es necesario diseñar dichas diagonales para

evitar una falla por pandeo debido a las grandes compresiones que se generan en este elemento lo cual es más controlable si las diagonales son de hormigón armado.

Las diagonales utilizadas para rigidizar un marco estructural pueden ser concéntricas para el caso de diagonales de hormigón armado o de acero estructural, o excéntrica en el caso de pórticos de acero estructural. Una diagonal concéntrica es cuando sus dos extremos llegan a las conexiones entre viga y columna del pórtico y excéntrica cuando uno de sus extremos llega a un punto alejado de la conexión viga columna.

Diagonales simples: En el caso de ser utilizada una sola diagonal en el pórtico, esta debe ser capaz de resistir las fuerzas de tensión y compresión generadas por las fuerzas laterales actuantes en ambas direcciones sobre el mismo pórtico. En la figura 7 se muestra un pórtico con diagonales simples.



Figura 8 Arriostamiento mediante diagonales simples

Fuente: (Heavy Engineering Research Association, 2016)

Diagonales en cruz: En este caso el arriostamiento está compuesto por dos diagonales que se cortan en un punto formando así un sistema de cercha concéntrica. En la figura 8 se muestra un pórtico arriostado con diagonales en cruz.



Figura 9 Arriostramiento mediante diagonales en cruz

Fuente: (Global Earthquake Model, 2016)

CAPÍTULO 3

ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA

3.1. Introducción

Para la elaboración del modelo matemático de la estructura, el cual será utilizado para el análisis sísmico de la misma, es necesario depurar la información obtenida de documentos como memorias de cálculo, planos estructurales, planos arquitectónicos, etc.

El análisis sísmico se realizará tomando en cuenta la edificación original, con la geometría global de la estructura, distribución y dimensiones de sus elementos estructurales, características y propiedades de los materiales de construcción, entre otros que puedan ser útiles para este fin. A partir de estos parámetros se elabora un modelo mediante el cual se analizará el comportamiento de la estructura principalmente ante un evento sísmico, simulado en el Software de diseño estructural ETABS v 15.0.0.

Además para el análisis sísmico se tomara como base los requerimientos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción indicados en el Capítulo II del presente proyecto, los cuales deberán cumplirse como mínimo una vez aplicado el reforzamiento.

Una vez determinadas falencias de la estructura en forma global y en forma específica de los elementos estructurales se procederá a analizar los resultados con el fin de seleccionar la mejor estrategia de rehabilitación y así poder mejorar el comportamiento y respuesta sísmica de la edificación.

3.2. Ubicación de la estructura

El edificio se encuentra ubicado en la ciudad de Portoviejo provincia de Manabí, Calle Francisco Pacheco entre Av. Pedro Gual y 9 de Octubre, en las coordenadas UTM 17560624 Longitud Este y 9883260. En la figura 10 se indica la ubicación del Edificio Santacruz.



Figura 3 Ubicación del Edificio Santacruz

Fuente: (Google, 2016)

3.3. Descripción y características de la estructura

El Edificio Santacruz es una estructura de cinco plantas incluidas la planta baja y la planta de cubierta y mezanine, es un edificio destinado principalmente al trabajo de oficina y ocupación residencial, consta de una planta de Mezanine, una planta de oficinas, una planta de departamento y una planta de cubierta, además cuenta con una losa destinada para cubrir las gradas y el pozo de luz, a continuación se indica una lista con las características generales del edificio.

- El edificio está construido totalmente con hormigón armado.
- Es una construcción anterior a 1980 por lo que fue construido antes de la promulgación del capítulo de Peligrosidad Sísmica en los códigos de la construcción.
- Es una estructura aperticada con losas alivianadas las cuales se vuelven macizas en los alrededores de las columnas, de las losas se definen las vigas mediante la conformación de un nervio ancho dándonos como resultado la consideración de vigas banda.
- La separación de los ejes es de aproximadamente 3.36 m en el Sentido X y 4.27 m en el Sentido Y, a excepción de los dos primeros ejes en sentido X los cuales se encuentran separados solamente 2.50 m ya que conforman un portal de ingreso, por lo que pueden presentarse problemas de torsión.

- La losa del mezanine no cubre toda el área del edificio, sino que parte desde el eje 2 formando así un portal en la entrada, a partir del primer piso alto se identifica la existencia de un voladizo de 1.00 m.
- Las gradas se encuentran acopladas a la estructura y se identifica un pozo de luz destinado a mejorar la iluminación.
- Las paredes exteriores están formadas por ladrillo parado y las interiores mediante tabiques prefabricados, lo cual disminuye notablemente parte de la carga muerta por paredes.

3.3.1. Áreas de la edificación

El área total de construcción del Edificio Santacruz es de 739.77 m², a continuación en la tabla 19 se indican las diferentes plantas con los ambientes que conforman cada una de ellas, así como su área de construcción.

Tabla 19
Áreas de construcción del Edificio Santacruz

PLANTA BAJA N+0.00	Recibidor Local Comercial ½ Baño			
	ÁREA DE CONSTRUCCIÓN	ÁREA DE GRADAS	ÁREA POZO DE LUZ	
	178.71	5.93	11.88	
MEZANINE N+2.75	Oficinas ½ Baño			
	ÁREA DE CONSTRUCCIÓN	ÁREA DE GRADAS	ÁREA POZO DE LUZ	
	131.34	8.73	11.88	
PRIMERO PISO N+5.50	Oficinas Sala de espera 4 ½ Baños			
	ÁREA DE CONSTRUCCIÓN	ÁREA DE GRADAS	ÁREA POZO DE LUZ	
	214.86	8.73	11.88	
SEGUNDO PISO N+8.35	Dormitorios Cocina 3 Baños y 1 ½ baño			
	ÁREA DE CONSTRUCCIÓN	ÁREA DE GRADAS	ÁREA POZO DE LUZ	
	214.86	8.73	11.88	

3.3.2. Geometría y Distribución de elementos estructurales

El Edificio Santacruz cuenta con Planos Arquitectónicos, Estructurales y de instalaciones, elaborados por el Ing. Tomás Linzan Palma y el Arq. Ignacio Moreira. La geometría mostrada a continuación ha sido realizada en base a dichos planos. En las figuras 11 y 12 se indica la geometría del edificio y la distribución de los elementos estructurales en planta y elevación, necesario para la elaboración del modelo analítico de la estructura.

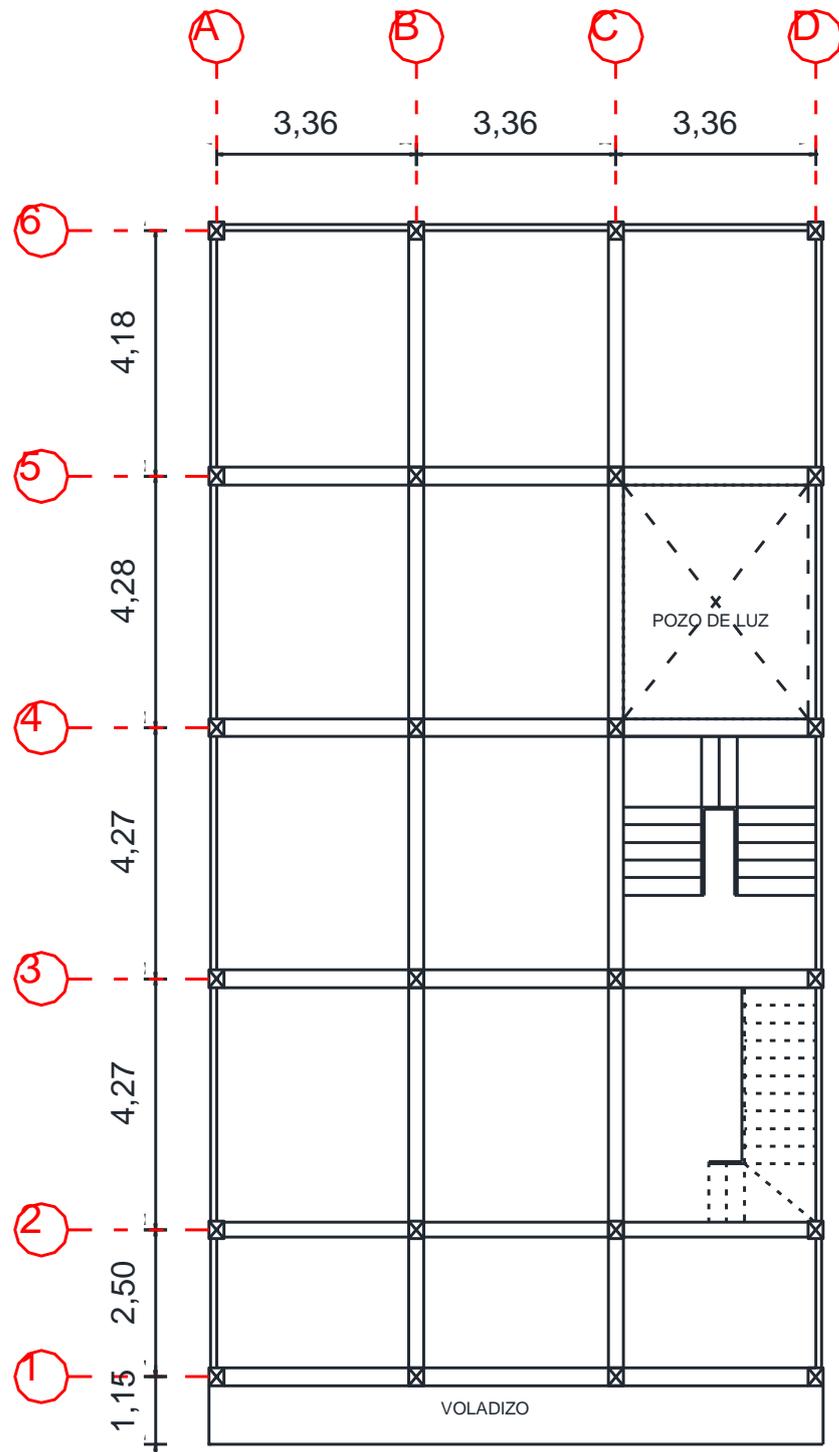


Figura 4 Planta tipo del Edificio Santacruz

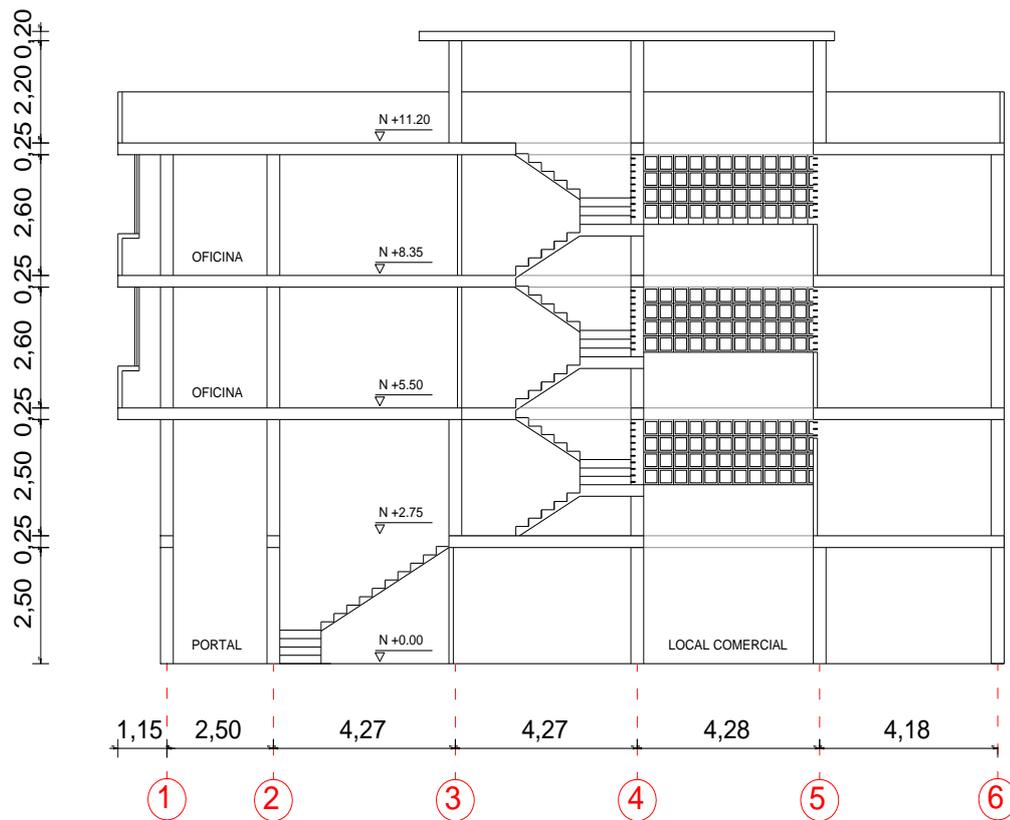


Figura 5 Elevación del Edificio Santacruz

3.3.2.1. Losas y Vigas

Las losas de mezanine, entrepiso y cubierta del Edificio Santacruz son losas nervadas en dos direcciones con un espesor total de 20 cm, alivianadas con bloques de 20x40x15 cm, por lo que tenemos una loseta de compresión de 5 cm de espesor, esta losa se vuelve maciza alrededor de las columnas en donde no se colocan alivianamientos. En la figura 13 se muestra el corte típico de losa, mientras que en las figuras 14 y 15 se indica la distribución de alivianamientos para la conformación de los nervios en las losas de mezanine, entrepiso y cubierta.

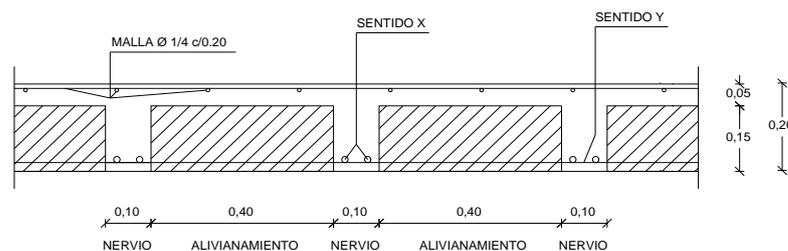


Figura 6 Corte típico de losa del Edificio Santacruz

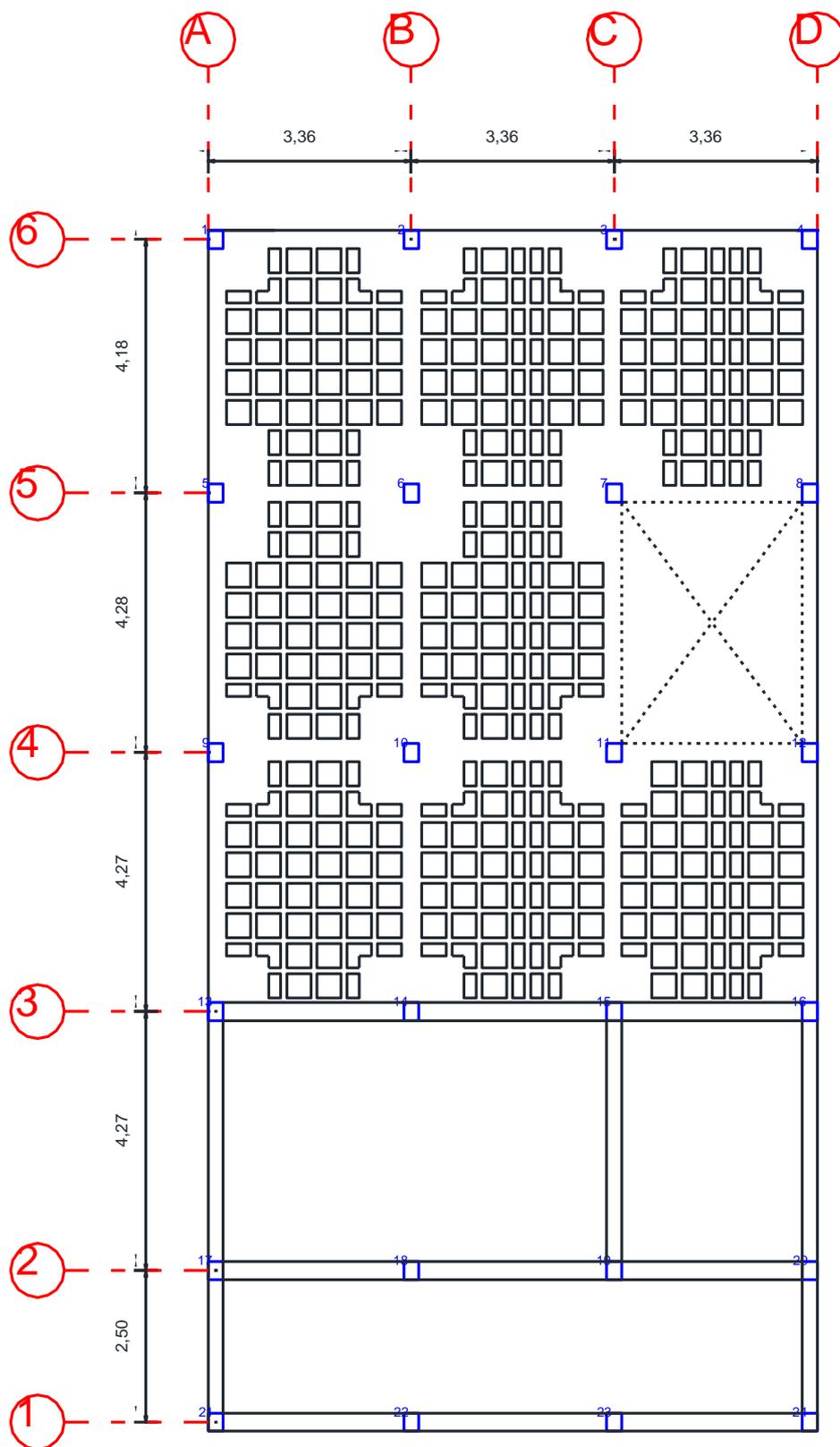


Figura 7 Losa de Mezanine del Edificio Santacruz

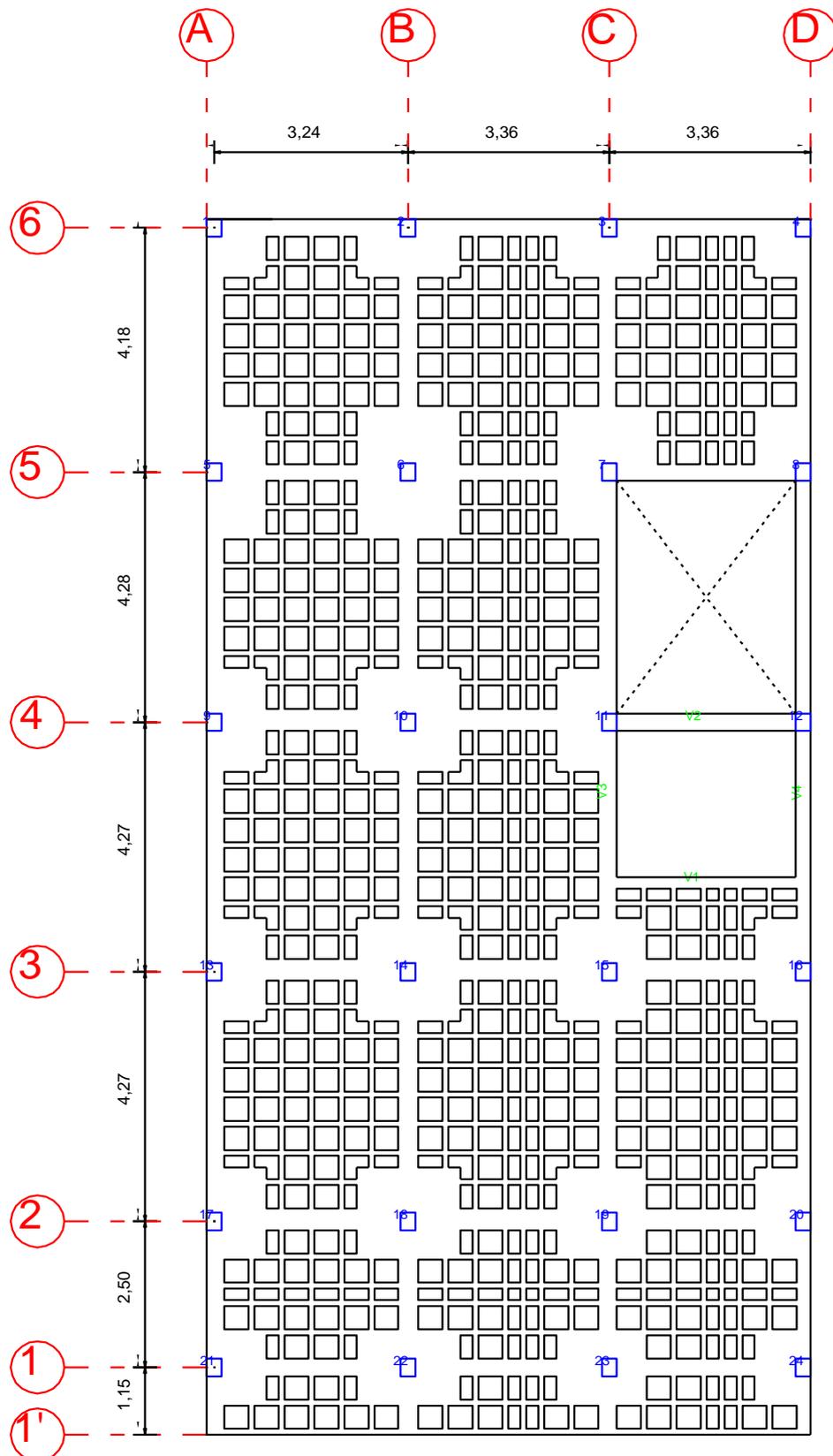


Figura 8 Losa de entrepiso y cubierta del Edificio Santacruz

Como se puede observar en las figuras anteriores, las vigas de la estructura están embebidas en la losa, conformadas mediante un nervio más ancho, de tal manera se puede definir a las vigas como vigas banda de 30x20 cm. Además existen cuatro vigas V1, V2, V3, V4 las cuales cuentan con una armadura extra, la viga V1 soporta las gradas del edificio y es por eso que tiene mayor cantidad de acero

3.3.2.2. Columnas

Las columnas del Edificio Santacruz son columnas rectangulares de hormigón armado, todas tienen la misma sección de 25x30 cm sin embargo su armadura depende de las cargas que soporta, es decir las columnas interiores tienen una armadura superior a las columnas exteriores, así mismo las columnas de la primera planta tienen más armadura que las columnas de las plantas superiores. En la tabla 20 se muestra el cuadro de columnas indicado en los planos estructurales del Edificio Santacruz.

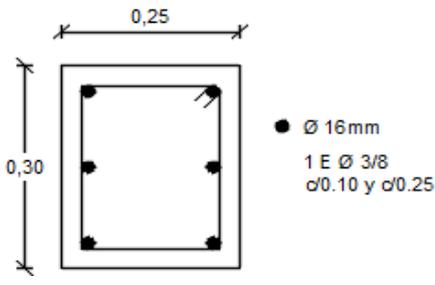
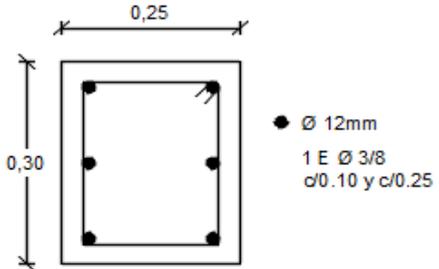
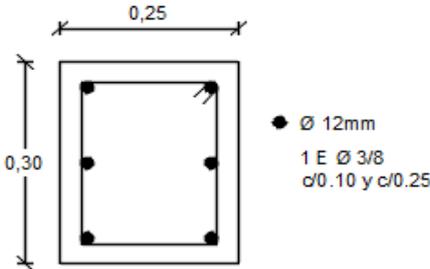
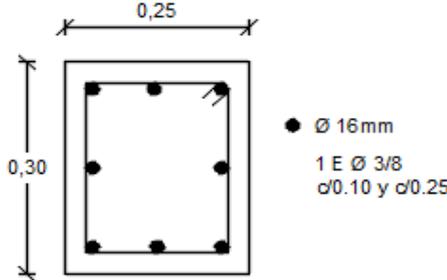
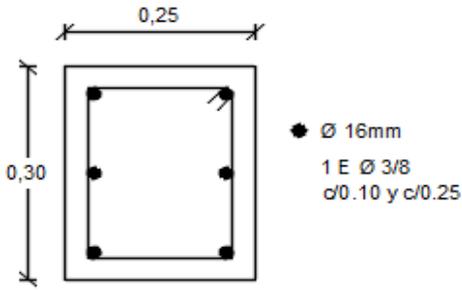
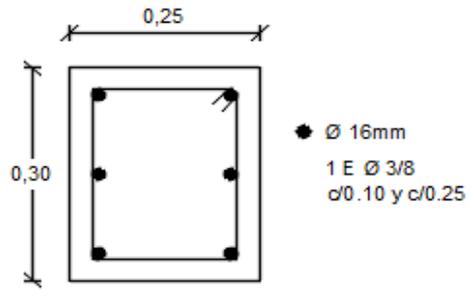
Tabla 20
Cuadro de columnas Edificio Santacruz

PILAR	SOBRE CIMENTACIÓN		SOBRE 1ER ALTO Y MEZZANINE		SOBRE SEGUNDO ALTO		OBSERVACIONES
	SECCIÓN	Fe	SECCIÓN	Fe	SECCIÓN	Fe	
1-2-3-4-5-8-9-12-13-16-17-18-19-20-21-22-23-24	25x30	6 ϕ 5/8	25x30	6 ϕ 1/2	30x25	6 ϕ 1/2	
6-7-10-11-14-15	25x30	8 ϕ 5/8	25x30	6 ϕ 5/8	30x25	6 ϕ 5/8	

Fuente: (Linzan Palma, 1980)

A continuación en la tabla 21 se muestra el detalle de todos los tipos de columnas presentes en el Edificio Santacruz, elaborado en base a los planos estructurales.

Tabla 21
Detalle tipo de columnas Edificio Santacruz

COLUMNA	1-2-3-4-5-8-9-12-13-16-17-18-19-20-21-22-23-24	COLUMNA	1-2-3-4-5-8-9-12-13-16-17-18-19-20-21-22-23-24
			
b	25 cm	b	25 cm
h	30 cm	h	30 cm
Armadura	6 ϕ 5/8	Armadura	6 ϕ 1/2
Observación	Sobre cimentación	Observación	Sobre 1er alto y mezzanine
COLUMNA	1-2-3-4-5-8-9-12-13-16-17-18-19-20-21-22-23-24	COLUMNA	6-7-10-11-14-15
			
b	30cm	b	25 cm
h	25 cm	h	30 cm
Armadura	6 ϕ 1/2	Armadura	8 ϕ 5/8
Observación	Sobre segundo alto	Observación	Sobre cimentación
COLUMNA	6-7-10-11-14-15	COLUMNA	6-7-10-11-14-15
			
b	25 cm	b	30 cm
h	30 cm	h	25 cm
Armadura	6 ϕ 5/8	Armadura	6 ϕ 5/8
Observación	Sobre 1er alto y mezzanine	Observación	Sobre segundo alto

3.4. Características de los materiales de construcción

En función de lo indicado en la tabla 22 del presente proyecto, obtenida del código ASCE 41 se indica que en caso de contar con los valores de las propiedades mecánicas de los materiales indicados en los planos de diseño, el factor de incertidumbre k será de 0.9.

Ya que no se cuenta con los recursos ni facilidades suficientes para la aplicación de ensayos en los materiales de construcción, se tomarán los valores indicados en los planos estructurales, afectados por el factor de incertidumbre k . Por lo tanto tendríamos los siguientes valores.

Tabla 22
Características de los materiales de construcción

Material	Característica	Planos	k	Modelo
Hormigón	Resistencia a la compresión $f'c$ (kg/cm ²)	175	0.9	157.5
Acero	Esfuerzo de fluencia f_y (kg/cm ²)	2800	0.9	2520

3.4.1. Módulo de elasticidad del hormigón

El módulo de elasticidad para el concreto de densidad normal puede calcularse a partir de la siguiente expresión, obtenida del código ACI-318S-11.

$$E_c = 4700\sqrt{f'c} \text{ (MPa)} \quad (3.1)$$

Reemplazando la resistencia a la compresión del hormigón $f'c$ en la ecuación 3.1 y transformando a unidades de T/m^2 , se tiene que el módulo de elasticidad del hormigón es $E_c = 1865254 T/m^2$.

3.4.2. Módulo de elasticidad del acero de refuerzo

“El módulo de elasticidad, E_s , para el acero de refuerzo no preesforzado puede tomarse como 200000 MPa” (ACI 318S-11).

Transformando este valor a unidades de T/m^2 , tenemos que el módulo de elasticidad del acero de refuerzo es de $E_s = 20000000 T/m^2$.

3.5. Cargas consideradas

3.5.1. Cargas Permanentes

La carga muerta por peso propio de la estructura en el modelo del Edificio Santacruz, es calculada automáticamente por el Software ETABS v15.0.0, al momento de definir los patrones de carga a considerar en el modelo, para esto definimos el peso específico del hormigón armado en $2.4 T/m^3$.

Por otro lado, la carga muerta permanente constituida por el peso de todos los elementos que actúan en permanencia sobre la estructura, elementos como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones, entre otras serán agregadas de forma manual y distribuidas uniformemente sobre la losa del modelo, las cargas de las paredes perimetrales serán colocadas como una carga distribuida sobre las paredes perimetrales. En la tabla 23 se muestra el desglose de estas cargas permanentes en la carga que será aplicada en el modelo.

Tabla 23
Carga Muerta permanente del Edificio Santacruz

ELEMENTO		CARGA	TOTAL
PAREDES	Paredes perimetrales de ladrillo parado (T/m)	$1.6*0.1*2.50=0.4$	0.4
	Masillado (T/m ²)	$0.02*2.2*2=0.088$	
ACABADOS	Instalaciones (T/m ²)	0.02	0.144
	Cerámica (T/m ²)	0.036	

3.5.2. Carga Viva

La carga viva es también conocida como sobrecarga de uso, las sobrecargas que se vayan a utilizar en el cálculo dependen de la ocupación a la cual va a ser destinada la edificación. Este tipo de cargas están conformadas por el peso propio de las personas, mobiliario, equipos móviles, mercadería, entre otras. En la tabla 24 se muestran las cargas vivas que serán aplicadas para el análisis del Edificio Santacruz.

Tabla 24
Carga Viva del Edificio Santacruz

Ocupación o Uso	Carga Uniforme (T/m ²)
Oficinas	0.24
Departamento	0.20
Cubierta	0.10

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Cámara de la Industria de la Construcción, 2015)

3.5.3. Carga Sísmica

Para la determinación de la carga sísmica se realizará el cálculo del cortante basal, según lo indicado en el Capítulo 2 de este proyecto, además se determinará el espectro elástico de diseño en aceleraciones, el cual será introducido en el programa ETABS para el análisis modal espectral.

3.6. Condiciones de sitio

De acuerdo a la ubicación de la estructura definimos las características del sitio en función del mapa de zonificación sísmica indicado en la figura 2.1. El primer parámetro por definir es el valor Z , el cual se encuentra indicado en la tabla 2.1, para este caso el proyecto se encuentra ubicado en la Zona Sísmica VI para la cual la caracterización del peligro sísmico es muy alta, por tanto se define un valor $Z = 0.50$.

El siguiente parámetro por definir se refiere al tipo de suelo, para el cual en este proyecto no se cuenta con un estudio de suelo que nos defina exactamente el tipo

de suelo sobre el que se encuentra la estructura. Sin embargo, con el fin de realizar un análisis conservador se define que el suelo en el cual se encuentra la edificación es un suelo tipo D.

3.6.1. Coeficientes de perfil de suelo y relación de amplificación espectral

Una vez determinados el valor de Z y el tipo de suelo sobre el que se encuentra la edificación, se puede definir el valor de los coeficientes de amplificación dinámica de perfiles de suelo, estos valores son tomados de las tablas 2.3, 2.4 y 2.5, de donde obtenemos los siguientes valores.

$$F_a = 1.12$$

$$F_d = 1.11$$

$$F_s = 1.40$$

También se debe definir la relación de amplificación espectral η en función de la región en la que está ubicada la edificación. Para el caso del Edificio Santacruz el valor de η sería 1.8 el cual corresponde a las provincias de la costa excepto Esmeraldas. Sin embargo, para obtener resultados más conservadores y debido a los cambios y discusiones respecto a los factores para la determinación del espectro, se utilizará el valor correspondiente a la provincia de Esmeraldas, es decir, el valor de la relación de amplificación espectral es $\eta=2.48$. El factor r se selecciona en función del tipo de suelo de la siguiente manera:

- $r=1$ para tipo de suelo A, B o C
- $r=1.5$ para suelos tipo D o E

En base a lo señalado anteriormente, en la tabla 25 se muestra el resumen de los coeficientes de amplificación dinámica.

Tabla 25
Resumen Coeficientes de amplificación dinámica

Coeficientes de amplificación dinámica	
Zona Sísmica	VI
Z	0.5
Tipo de suelo	D
Fa	1.12
Fd	1.11
Fs	1.40
η	2.48
r	1.5

3.7. Irregularidades y coeficientes de configuración estructural

Como se puede observar en la planta tipo del Edificio Santacruz de la figura 3.2, esta estructura no presenta ningún tipo de irregularidad en planta ya que todos sus ejes son paralelos y ortogonales, no existen retrocesos excesivos en las esquinas y la abertura correspondiente al pozo de luz no representa un gran porcentaje de la planta del edificio, por lo tanto se puede definir al coeficiente de irregularidad en planta como $\Phi_P = 1$.

Por otro lado, en la estructura se presenta una cierta irregularidad en elevación causada por la planta de mezanine, la cual al ser de una dimensión menor a la de los demás pisos genera una Irregularidad tipo en elevación Tipo 3 – Irregularidad geométrica, para lo cual debemos calcular el valor de Φ_E función de lo indicado en la tabla 2.11 de este proyecto que nos dice lo siguiente: “La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso” (NEC–SE–DS Peligro sísmico, 2015, p. 51). Es decir $\Phi_{Ei}=0.9$ si $a > 1.3b$

$$a = 19.50 \text{ m}$$

$$b = 12.73 \text{ m}$$

$$19.50 > 16.55$$

Por lo tanto $\Phi_{Ei} = 0.9$

Para el cálculo del coeficiente de regularidad en planta se utilizará la siguiente expresión como fue descrita en el Capítulo 2 de este proyecto.

$$\Phi_E = \Phi_{EA} \times \Phi_{EB}$$

$$\Phi_E = 1 \times 0.9$$

$$\Phi_E = 0.9$$

3.8. Coeficiente de Importancia I y Factor de reducción de resistencia sísmica R

El coeficiente de importancia indicado en la tabla 2.6 se define en función del tipo de estructura a ser analizada, el Edificio Santacruz no califica como una estructura esencial o una estructura de ocupación especial por lo que definimos el Coeficiente de Importancia como $I = 1$.

En el caso del Factor de reducción de resistencia sísmica R, utilizamos la tabla 2.12 para Sistemas Estructurales Dúctiles y colocamos al Edificio Santacruz en la categoría de Pórticos especiales sismoresistentes de hormigón armado con vigas banda. Por lo tanto tenemos que el Factor de reducción de resistencia sísmica $R = 5$.

3.9. Período de vibración de la estructura

El período de la estructura se determinará como fue indicado en el capítulo 2 en base a la siguiente expresión:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Dónde:

C_t Coeficiente que depende del tipo de edificio.

h_n Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura.

T Período de vibración.

En la tabla 26 se indica el valor del período de la estructura y los valores utilizados para el cálculo del mismo.

Tabla 26
Período de vibración de la estructura

Coeficiente	Valor
Ct	0.055
hn	13.6
α	0.9
T (s)	0.58

Sin embargo se debe tener en cuenta que esta ecuación para la determinación del período fundamental de la estructura es un método empírico, el cual intencionalmente subestima el período real lo cual resulta en estimaciones conservadoras de las fuerzas laterales. Estudios realizados han demostrado que dependiendo de la masa real o distribuciones de rigidez de un edificio, los resultados mediante este método pueden diferir significativamente con el período real de la estructura, más aun tratándose de una estructura que no obedece los requerimientos de los códigos actuales como es el caso del Edificio Santacruz.

Por lo tanto para la determinación del período fundamental del Edificio Santacruz se utilizará el modelo matemático elaborado en el programa ETABS v15.0.0, el cual considera las características propias del edificio y concede resultados más confiables.

3.10. Espectro de diseño en aceleraciones

Una vez determinados los coeficientes de amplificación dinámica, el periodo de vibración de la estructura, la relación de amplificación espectral, la zona de peligro sísmico, el factor de importancia y el factor de reducción de resistencia sísmica podemos definir el espectro de diseño en aceleraciones, tanto elástico como inelástico. En la tabla 27 se indica el resumen de los valores utilizados para la elaboración del espectro de diseño, el período límite de vibración en el espectro y el

período fundamental de la estructura. Luego en la figura 16 se muestran los espectros de diseño en aceleraciones elástico e inelástico.

Tabla 27
Parámetros para la elaboración del espectro de diseño

Parámetros para la elaboración del espectro de diseño	
Zona Sísmica	VI
Z	0.5
Tipo de suelo	D
Fa	1.12
Fd	1.11
Fs	1.40
η	2.48
r	1.5
l	1
R	5
Φ_P	1
Φ_E	0.9
T	0.58
Tc	0.763

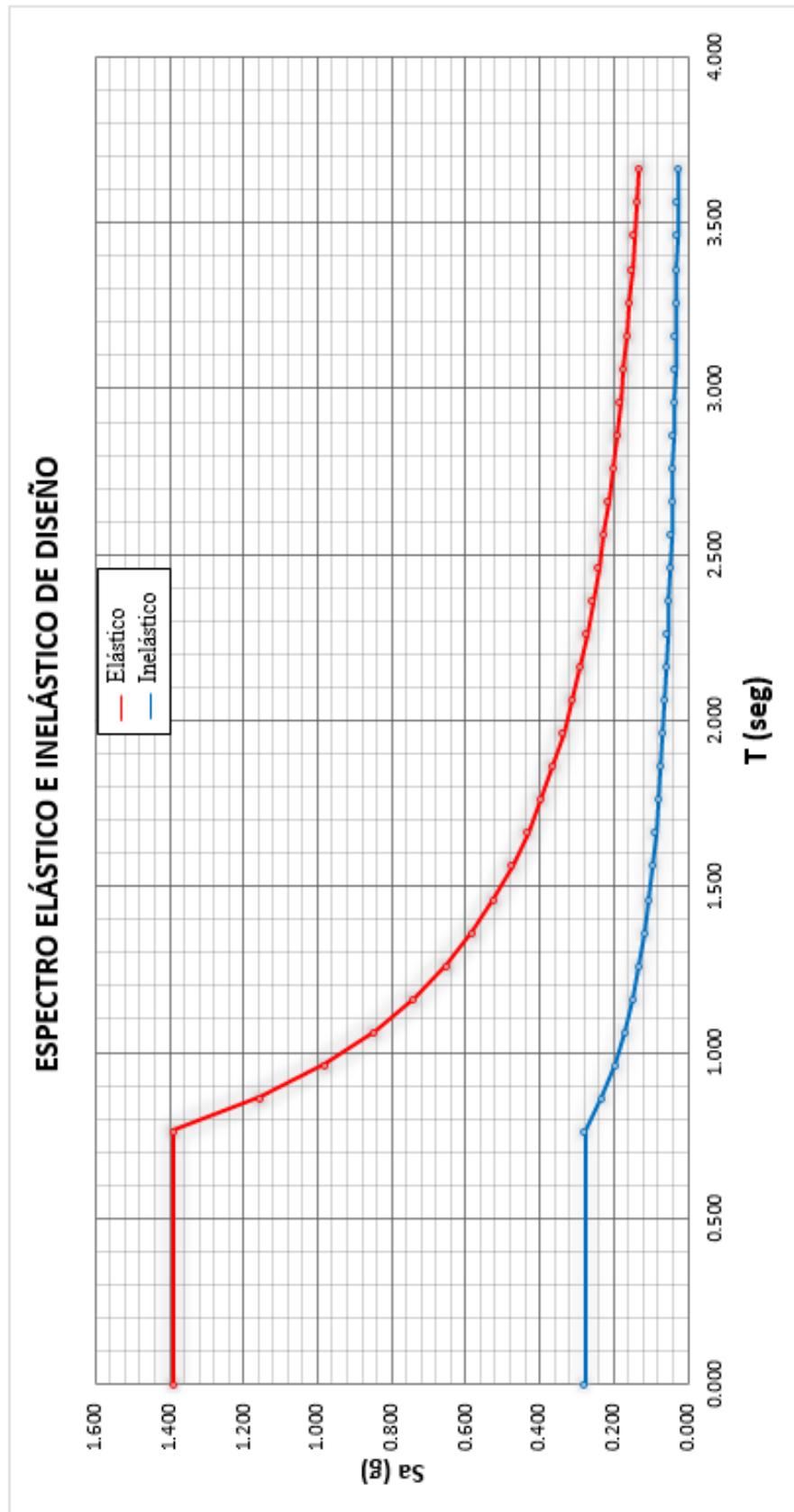


Figura 9 Espectro elástico e inelástico de diseño en aceleraciones

Tabla 28
Valores del Espectro elástico e inelástico de diseño

ESPECTRO DE DISEÑO		
T	Elástico	Inelástico
	Sa	Sa
0.000	1.389	0.278
0.763	1.389	0.278
0.863	1.155	0.231
0.963	0.980	0.196
1.063	0.845	0.169
1.163	0.738	0.148
1.263	0.652	0.130
1.363	0.582	0.116
1.463	0.523	0.105
1.563	0.474	0.095
1.663	0.432	0.086
1.763	0.395	0.079
1.863	0.364	0.073
1.963	0.337	0.067
2.063	0.312	0.062
2.163	0.291	0.058
2.263	0.272	0.054
2.363	0.255	0.051
2.463	0.239	0.048
2.563	0.226	0.045
2.663	0.213	0.043
2.763	0.202	0.040
2.863	0.191	0.038
2.963	0.182	0.036
3.063	0.173	0.035
3.163	0.165	0.033
3.263	0.157	0.031
3.363	0.150	0.030
3.463	0.144	0.029
3.563	0.138	0.028
3.663	0.132	0.026

3.11. Modelo del Edificio Santacruz en ETABS v15.0.0

En base a los planos estructurales del Edificio Santacruz se ha elaborado un modelo en el programa ETABS v15.0.0, el cual representa de la forma más aproximada la realidad del edificio. En la figura 17 se muestra una vista en tres dimensiones del modelo generado en el programa, las figuras 18 y 19 contienen vistas en planta y elevación del modelo del edificio respectivamente.

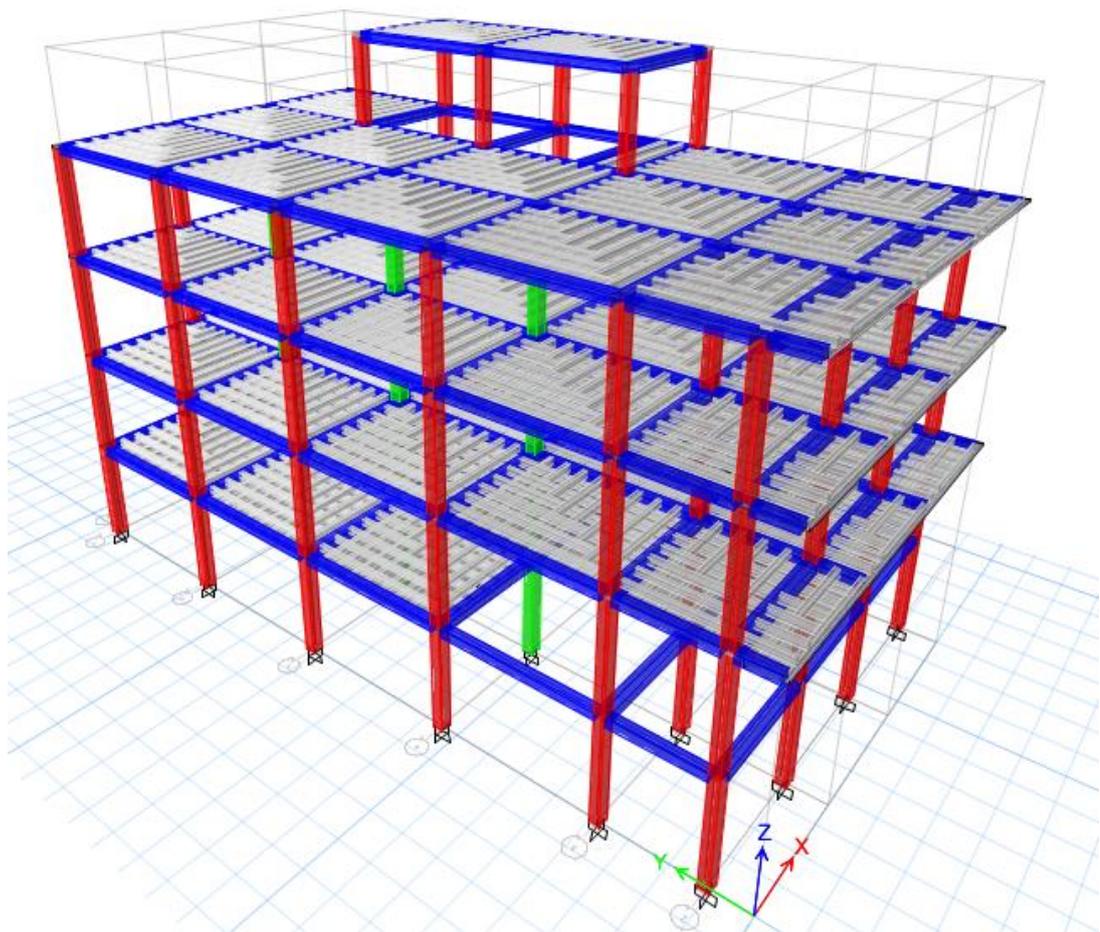


Figura 10 Vista en tres dimensiones Modelo Edificio Santacruz

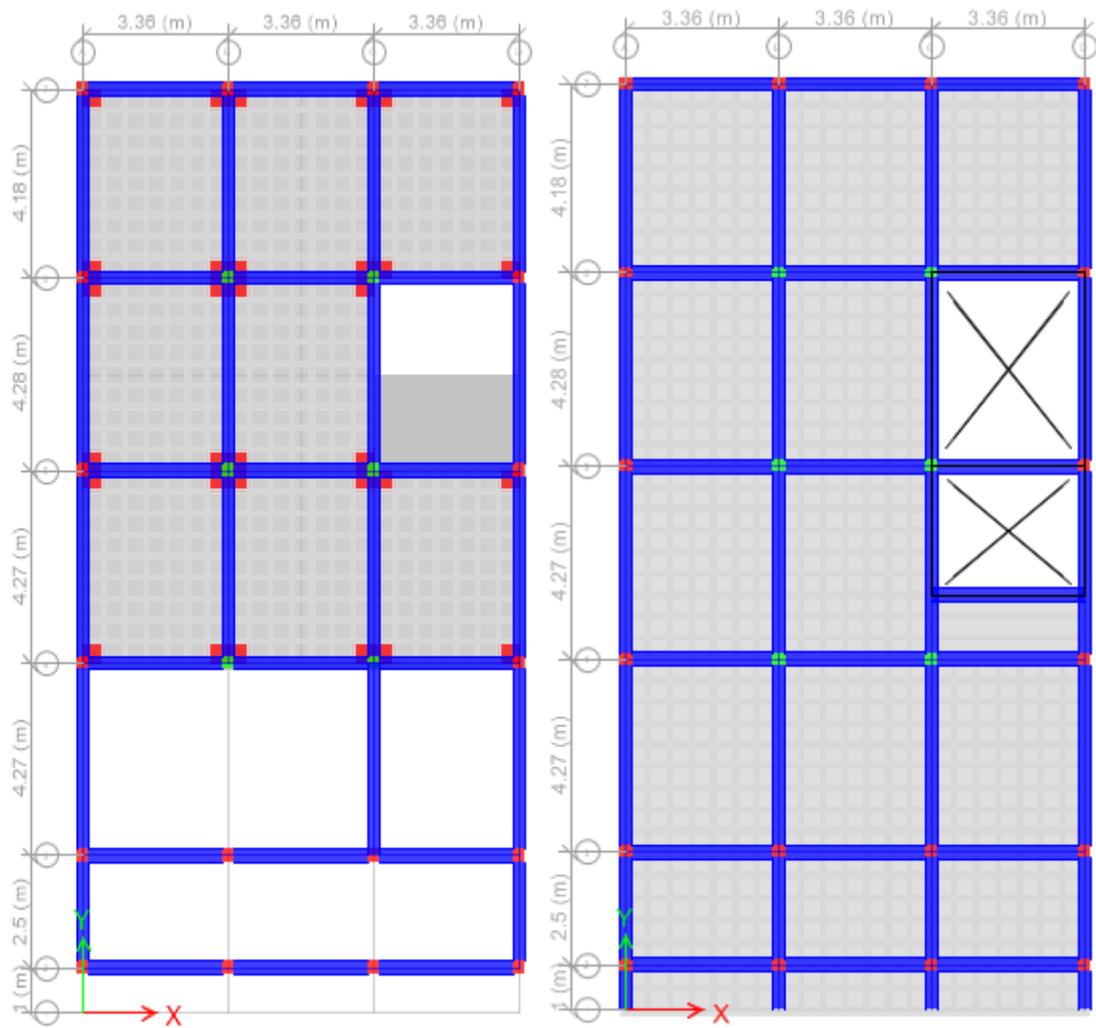


Figura 11 Vista en planta Modelo Edificio Santa Cruz

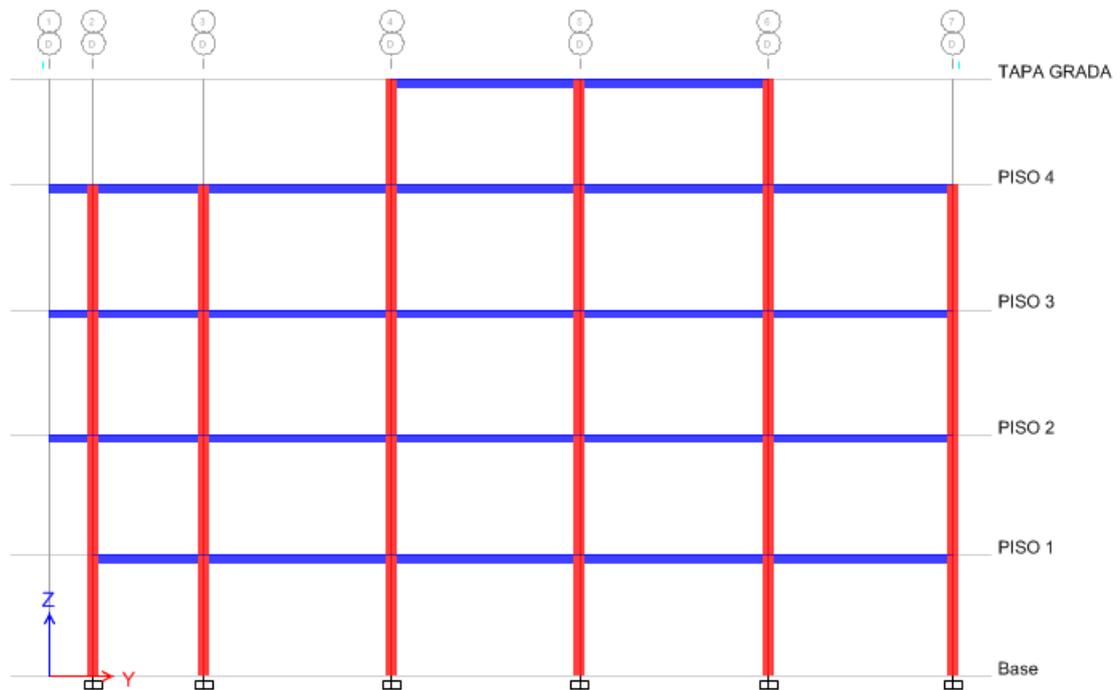


Figura 12 Vista en elevación Modelo Edificio Santacruz

3.11.1. Modos de vibración

Los modos de vibración indican la forma en la cual una estructura responde ante un sismo o una excitación dinámica y resulta de gran importancia tomar en cuenta este parámetro, el cual depende de la rigidez de la estructura y la masa que está sujeta a la misma. Es decir, los modos de vibración están asociados a las características y distribución de los elementos estructurales y a las cargas a las cuales se encuentra sometida la estructura.

Por medio del Análisis Dinámico Modal elaborado en el programa ETABS v15.0.0 se han determinado los períodos de vibración correspondientes a cada uno de los modos, El período del primer modo de vibración se conoce como Período Fundamental de la estructura, el cual tiene un valor de $T=1.345$ s. Como era de esperarse, este período calculado mediante un análisis modal es mayor al que fue calculado mediante la ecuación empírica indicada en la Norma Ecuatoriana de la Construcción y en el código ASCE 41. En la tabla 29 se indican los períodos y frecuencias correspondientes a cada modo de vibración.

Tabla 29
Períodos y frecuencias del Edificio Santacruz

Modo	Período (s)	Frecuencia (Hz)
Modo 1	1.345	0.695
Modo 2	1.339	0.799
Modo 3	1.199	0.867
Modo 4	0.426	2.268
Modo 5	0.405	2.568
Modo 6	0.361	2.9
Modo 7	0.252	3.955
Modo 8	0.229	4.435
Modo 9	0.198	5.098
Modo 10	0.191	5.445
Modo 11	0.175	5.956
Modo 12	0.164	6.216
Modo 13	0.158	6.551
Modo 14	0.138	7.027
Modo 15	0.129	7.876

En la tabla 30 se muestra el porcentaje de masa que participa en cada uno de los modos de vibración. Como se indica en la tabla, para el primer Modo de vibración se tiene un 84.95% de la masa en la dirección X, por lo que se puede deducir que la estructura tiene un comportamiento traslacional en sentido X en el primer modo de vibración, Así mismo en el caso del segundo Modo de vibración se tiene un comportamiento traslacional en sentido Y con un porcentaje de la masa del 81.79%. Adicionalmente podemos observar que la sumatoria de los porcentajes de participación de masas de todos los modos de vibración llega casi al 100%, por lo que se puede decir que los resultados son aceptables.

Tabla 30
Porcentaje de participación de masa para cada modo de vibración

Modo	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
Modo 1	84.95%	0.01%	0.00%	0.00%	16.32%	0.33%
Modo 2	0.02%	81.79%	0.00%	17.49%	0.01%	2.28%
Modo 3	0.05%	2.38%	0.00%	0.03%	0.02%	83.04%
Modo 4	8.96%	0.09%	0.00%	0.63%	63.69%	1.10%
Modo 5	0.15%	8.24%	0.00%	56.74%	1.46%	0.58%
Modo 6	0.06%	0.87%	0.00%	5.51%	1.23%	7.11%
Modo 7	2.73%	0.01%	0.00%	0.01%	5.74%	0.44%
Modo 8	0.00%	2.31%	0.00%	5.12%	0.00%	0.42%
Modo 9	0.13%	0.36%	0.00%	0.80%	0.66%	1.63%
Modo 10	1.50%	0.00%	0.00%	0.01%	5.21%	0.03%
Modo 11	0.00%	0.91%	0.00%	2.72%	0.01%	0.38%
Modo 12	0.05%	1.14%	0.00%	3.91%	0.25%	0.55%
Modo 13	0.37%	0.03%	0.00%	0.11%	1.57%	0.08%
Modo 14	0.33%	0.09%	0.00%	0.37%	1.27%	0.76%
Modo 15	0.02%	1.41%	0.00%	5.27%	0.06%	0.00%
Σ	99.32%	99.64%	0.00%	98.72%	97.50%	98.73%

3.11.2. Cortante basal de diseño

A pesar de que se determinó que el análisis de la estructura sería un Análisis Dinámico Lineal, como complemento se determinará el cortante basal de diseño como se indicó en el Capítulo 2 de este proyecto para aplicar también un análisis estático lineal, el cortante basal de diseño para el análisis de la estructura se determina mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_P\phi_E} W$$

Dónde:

S_a (T_a) Espectro de diseño en aceleración.

ϕ_P y ϕ_E Coeficientes de configuración en planta y elevación.

I Coeficiente de importancia.

- R** Factor de reducción de resistencia sísmica.
V Cortante basal total de diseño.
W Carga sísmica reactiva.

En el caso del período fundamental de la estructura calculado con la ecuación empírica de la NEC, este se encuentra entre 0 y T_c , por lo que el valor de S_a en ese rango está definido por la siguiente expresión:

$$S_a = \eta Z F_a$$

Al reemplazar los valores correspondientes en la ecuación, obtenemos el valor de $S_a = 1.389$, y utilizando los coeficientes definidos en la tabla 3.9 obtenemos el valor del cortante basal de diseño como:

$$V = 0.309W$$

Sin embargo este cortante arrojaría resultados demasiado altos debido a que el período fundamental de la estructura es mayor al utilizado para el cálculo del cortante basal, por lo tanto para el caso del período real de la estructura $T=1.345$ s, el valor de S_a está definido por la siguiente expresión:

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r$$

Utilizando los valores correspondientes calculamos el valor de $S_a = 0.59$, para el cual obtenemos un cortante basal de diseño de:

$$V = 0.13W$$

Este último valor del cortante basal de diseño es el que utilizaremos en el modelo de la estructura en ETABS para el análisis estático. La carga reactiva W ha sido considerada como la carga muerta total del edificio:

$$W = CM$$

Una vez definidos estos parámetros analizamos los resultados obtenidos en el programa ETABS v15.0.0, en la tabla 31 se indican los valores de cortante basal de la estructura para los casos estático y dinámico.

Tabla 31
Cortante basal del edificio Santacruz

CASO	CORTANTE BASAL (ton)
ESTÁTICO	62.97
ESPECTRO	51.90

Como podemos observar, el cortante basal calculado por el método dinámico equivale a un 82.42% del valor calculado por el método estático, este valor se encuentra dentro del rango indicado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción la cual indica que el valor del cortante dinámico total en la base no debe ser menor al 80% del Cortante basal V obtenido por el método estático.

3.11.3. Derivas de piso

El control de las derivas de piso se realiza en función de lo indicado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, donde se indica que la deriva inelástica no debe superar el 2% expresado como porcentaje de la altura de piso. El programa ETABS v15.0.0 reporta la deriva elástica por lo que se debe calcular la deriva inelástica en función de lo indicado en el Capítulo 2 de este proyecto. En la tabla 32 se muestran los valores de las derivas tanto elástica como inelástica de todos los pisos y para los casos de análisis estático y dinámico.

Tabla 32
Derivas de piso del Edificio Santacruz

NIVEL	CARGA	DIR	Δ INELÁSTIC	Δ ELÁSTICA	OBSERVACIÓN
TAPA GRADA	SXP	X	0.003552	0.0133	CUMPLE
TAPA GRADA	SXN	X	0.003192	0.0120	CUMPLE
TAPA GRADA	SYP	Y	0.003633	0.0136	CUMPLE
TAPA GRADA	SYN	Y	0.003437	0.0129	CUMPLE
TAPA GRADA	ESPECT X	X	0.003604	0.0135	CUMPLE
TAPA GRADA	ESPECT Y	Y	0.003443	0.0129	CUMPLE
PISO 4	SXP	X	0.006483	0.0243	NO CUMPLE
PISO 4	SXN	X	0.005516	0.0207	NO CUMPLE
PISO 4	SYP	Y	0.005914	0.0222	NO CUMPLE
PISO 4	SYN	Y	0.005495	0.0206	NO CUMPLE
PISO 4	ESPECT X	X	0.005470	0.0205	NO CUMPLE
PISO 4	ESPECT Y	Y	0.004917	0.0184	CUMPLE
PISO 3	SXP	X	0.010374	0.0389	NO CUMPLE
PISO 3	SXN	X	0.009480	0.0356	NO CUMPLE
PISO 3	SYP	Y	0.009200	0.0345	NO CUMPLE
PISO 3	SYN	Y	0.008645	0.0324	NO CUMPLE
PISO 3	ESPECT X	X	0.008107	0.0304	NO CUMPLE
PISO 3	ESPECT Y	Y	0.007338	0.0275	NO CUMPLE
PISO 2	SXP	X	0.012069	0.0453	NO CUMPLE
PISO 2	SXN	X	0.012330	0.0462	NO CUMPLE
PISO 2	SYP	Y	0.011253	0.0422	NO CUMPLE
PISO 2	SYN	Y	0.010768	0.0404	NO CUMPLE
PISO 2	ESPECT X	X	0.009746	0.0365	NO CUMPLE
PISO 2	ESPECT Y	Y	0.008997	0.0337	NO CUMPLE
PISO 1	SXP	X	0.007988	0.0300	NO CUMPLE
PISO 1	SXN	X	0.008394	0.0315	NO CUMPLE
PISO 1	SYP	Y	0.007101	0.0266	NO CUMPLE
PISO 1	SYN	Y	0.007019	0.0263	NO CUMPLE
PISO 1	ESPECT X	X	0.006680	0.0251	NO CUMPLE
PISO 1	ESPECT Y	Y	0.005689	0.0213	NO CUMPLE

3.12. Control de los elementos estructurales

El código ASCE 41 indica en el capítulo referente a hormigón armado que se puede utilizar el código ACI 318 para el diseño y control de los elementos estructurales de la edificación, sin embargo tomando en cuenta la realidad de nuestro país, en el cual el control de calidad durante el proceso constructivo no es muy riguroso, se tomarán como parámetros de aceptación los indicados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-HM Estructuras de hormigón armado (2015).

3.12.1. Elementos sometidos a flexión

3.12.1.1. Control de deflexiones

Los elementos de hormigón armado de una estructura que son sometidos a flexión, deben ser diseñados con el fin de limitar las deflexiones que puedan afectar al funcionamiento de la estructura o su resistencia. Las deflexiones se analizarán de acuerdo a lo indicado en el Código ACI 318S-11 el cual indica la máxima deflexión permisible.

El programa ETABS v15.0.0 muestra las deflexiones de cada elemento de los cuales seleccionamos el más crítico en el que se genera la mayor deflexión, el elemento más crítico resultó ser la viga del Eje C ubicada entre los ejes 6 y 7 como se muestra en la figura 20, en esta figura también se muestra el punto en el cual se identificó la mayor deflexión.

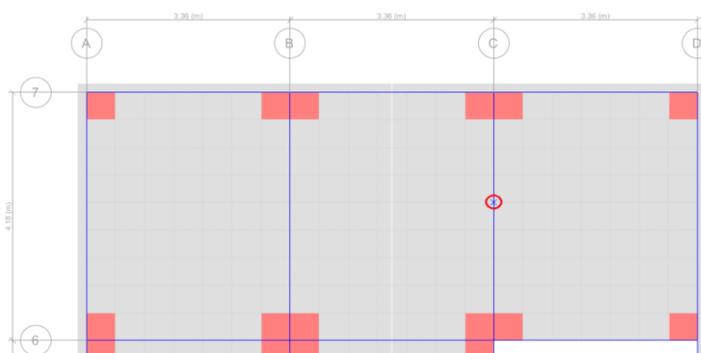


Figura 13 Ubicación punto de mayor deflexión

Los valores de deflexión para los casos de carga viva y carga muerta son los siguientes:

$$\Delta_{CM} = 3.61 \text{ mm}$$

$$\Delta_{CV} = 1.19 \text{ mm}$$

La deflexión máxima admisible se calcula en función de lo indicado en la sección 9.5 del Código ACI 318S-11, correspondiente a “Sistema de entepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes” con lo cual se debe utilizar la siguiente expresión:

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{480}$$

Dónde:

Δ_{adm} Deflexión máxima admisible

L Longitud del vano

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{480} = \frac{4180}{480}$$

$$\Delta_{adm} = 8.71 \text{ mm}$$

El flujo plástico y la retracción de los elementos sometidos a flexión producen una deflexión adicional, la cual se determina multiplicando el valor de la deflexión inmediata causada por la carga muerta por el factor λ_{Δ}

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

Dónde:

ξ Factor que depende del tiempo de construcción la estructura.

5 años o más ----- 2.0

12 meses ----- 1.4

6 meses ----- 1.2

3 meses ----- 1.0

ρ Porcentaje de acero comprimido en la mitad de la luz para tramos simples y continuos, y en el punto de apoyo para voladizos.

$$\rho' = \frac{As'}{bd} = \frac{2.26}{30 \times 17.5}$$

$$\rho' = 0.0043$$

- **Deflexión a largo plazo**

$$\lambda_{\Delta} = \frac{2}{1 + 50 \times 0.0043}$$

$$\lambda_{\Delta} = 1.65$$

$$\Delta_{CM*} = \lambda_{\Delta} \Delta_{CM}$$

$$\Delta_{CM*} = 1.65 \times 3.61$$

$$\Delta_{CM*} = 5.96 \text{ mm}$$

- **Deflexión total**

$$\Delta_T = \Delta_{CM*} + \Delta_{CV}$$

$$\Delta_T = 5.96 + 1.19$$

$$\Delta_T = 7.15 \text{ mm}$$

$$\Delta_T < \Delta_{adm}$$

3.12.1.2. Dimensiones mínimas

Las vigas y otros elementos estructurales sometidos a flexión deben cumplir con las dimensiones mínimas señaladas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, en la figura 21 se indican las dimensiones mínimas para vigas de hormigón armado.

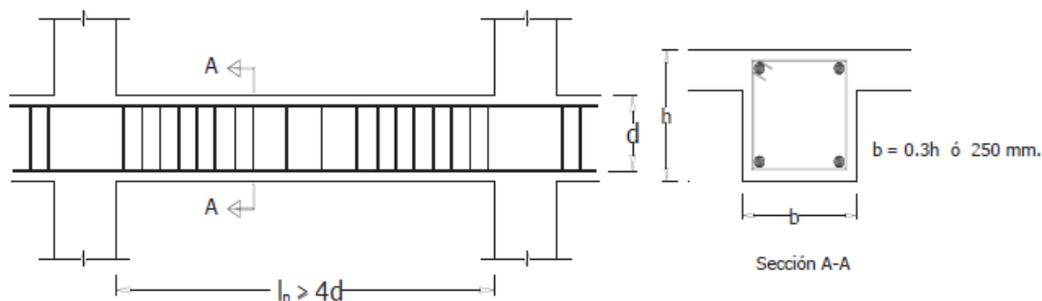


Figura 14 Características de los elementos a flexión

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Cámara de la Industria de la Construcción, 2015)

Las vigas del Edificio Santacruz tanto en Sentido X como en Sentido Y son de 30x20 cm, por lo tanto estas cumplen con $b=0.3h$ o 250 mm como dimensiones mínimas.

3.12.1.3. Acero de refuerzo mínimo

En los elementos a flexión en los que sea necesario colocar refuerzo a tracción el valor del acero mínimo se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$A_s \geq \max \left[\frac{1.4}{f_y} b_w d ; A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} b_w d \right]$$

Dónde:

- $A_{s,min}$** Área mínimo de refuerzo de flexión (mm²).
- b_w** Ancho del alma o diámetro de la sección circular (mm).
- d** Distancia desde la fibra externa en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción (mm).
- f_y** Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo (Mpa).
- $f'c$** Resistencia especificada a la compresión del Hormigón (Mpa).

Losa de Entrepiso y Cubierta

Vigas Ejes C, D y 4

Las vigas de estos ejes son de 30x20 y tienen una armadura de 3 ϕ 12mm lo cual equivale a un área de acero de $A_s=3.39 \text{ cm}^2$, en la tabla 3.15 se indican los resultados de acero mínimo requerido para estas vigas.

Vigas Ejes A, B, 1, 2, 3, 5 y 6

Las vigas de estos ejes son de 30x20 y tienen una armadura de 2 ϕ 12mm lo cual equivale a un área de acero de $A_s=2.26 \text{ cm}^2$, en la tabla 3.15 se indican los resultados de acero mínimo requerido para estas vigas.

Losa de Mezzanine

Vigas Ejes A, B, C, D y 4

Las vigas de estos ejes son de 30x20 y tienen una armadura de 3 ϕ 12mm lo cual equivale a un área de acero de $A_s=3.39 \text{ cm}^2$, en la tabla 3.15 se indican los resultados de acero mínimo requerido para estas vigas.

Vigas Ejes 3, 5 y 6

Las vigas de estos ejes son de 30x20 y tienen una armadura de 2 ϕ 12mm lo cual equivale a un área de acero de $A_s=2.26 \text{ cm}^2$, en la tabla 3.15 se indican los resultados de acero mínimo requerido para estas vigas.

Tabla 33
Acero mínimo en vigas del Edificio Santacruz

DATOS	
bw (mm)	300
d (mm)	170
fy (Mpa)	280
f'c (Mpa)	17.5
CONTROL	
$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} b_w d$	$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} b_w d$
2.55 cm ²	1.90 cm ²

En base a lo indicado en la tabla 33 se puede concluir que las vigas de los ejes A, B, 1, 2, 3, 5 y 6 en las losas de entrepiso y cubierta no cumplen con el acero mínimo indicado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, de igual forma las vigas de los ejes 3, 5 y 6 de la losa de mezzanine no cumplen con lo indicado en el código.

3.12.1.4. Cuantía máxima de acero

Con el fin de asegurar una falla dúctil en elementos sometidos a flexión, se limita la cuantía de acero máxima como se indica a continuación.

$$\rho_{max} \leq 0.5\rho_{bal}$$

$$\rho_{bal} = \frac{0.85f'c\beta_1}{f_y} \left(\frac{6120}{f_y + 6120} \right)$$

Dónde:

ρ_{max} Es la cuantía de acero de refuerzo máxima, con relación al área efectiva de la sección transversal del elemento sometido a flexión.

ρ_{bal} Es la cuantía de acero de refuerzo balanceada, con relación al área efectiva de la sección transversal del elemento sometido a flexión.

Por lo tanto para el caso del Edificio Santacruz se tiene lo siguiente:

Datos:

$$\beta_1=0.85$$

$$f^c=157.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y=2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_{bal} = \frac{0.85 \times 157.5 \times 0.85}{2520} \left(\frac{6120}{2520 + 6120} \right)$$

$$\rho_{bal} = 0.0320$$

$$\rho_{max} = 0.5 \times 0.0320$$

$$\rho_{max} = 0.016$$

En base a la cuantía máxima calculada podemos determinar que para el caso de las vigas del Edificio Santacruz, el área de acero máxima es $A_{s_{max}} = 8.16 \text{ cm}^2$.

3.12.2. Elementos sometidos a flexo-compresión

3.12.2.1. Dimensiones mínimas

Los elementos sometidos a fuerzas axiales como son las columnas, deben cumplir con los requisitos indicados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, en relación a sus dimensiones se indica lo siguiente.

- La razón entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión en la dirección ortogonal sea mayor que 0.40 o en su defecto, que su altura libre sea mayor que cuatro veces la dimensión mayor de la sección transversal del elemento.
- La dimensión más pequeña de la sección transversal, medida sobre una línea recta que pasa por su centroide geométrico, no sea menor que 300mm.

Las columnas del Edificio Santacruz cumplen con la primera condición, sin embargo no cumplen con la dimensión mínima de su sección transversal, ya que todas sus columnas tienen una sección transversal de 25x30 cm.

3.12.2.2. Cuantía de refuerzo longitudinal

La Norma Ecuatoriana de la Construcción indica los siguientes límites de refuerzo de acero mínimo y máximo:

$$0.01 \leq \frac{\rho_g}{A_g} \leq 0.03$$

Dónde:

ρ_g Área de refuerzo longitudinal.

A_g Área bruta de la sección.

En la tabla 3.16 se muestra el armado y dimensiones de todos los tipos de columnas del Edificio Santacruz, adicionalmente se indica el valor de la cuantía de acero correspondiente y si cumple o no con los límites establecidos en el código.

Tabla 34
Control de armadura en columnas del Edificio Santacruz

Armadura	ρ_g	A_g	$\frac{\rho_g}{A_g}$	OBSERVACIÓN
8 ϕ 5/8	16.08	750	0.021	CUMPLE
6 ϕ 5/8	12.06	750	0.016	CUMPLE
6 ϕ 1/2	7.60	750	0.010	CUMPLE

Según lo indicado en la tabla 34, todas las columnas cumplen con el acero de refuerzo mínimo indicado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

3.12.2.3. Refuerzo Transversal por confinamiento

El refuerzo transversal en elementos sometidos a flexo compresión como son las columnas se dispone mediante espirales continuas o estribos cerrados, en el caso del Edificio Santacruz las columnas cuentan con estribos cerrados los cuales deben cumplir con las separaciones indicadas en el código. En la figura 22 se muestra la separación mínima de estribos por confinamiento.

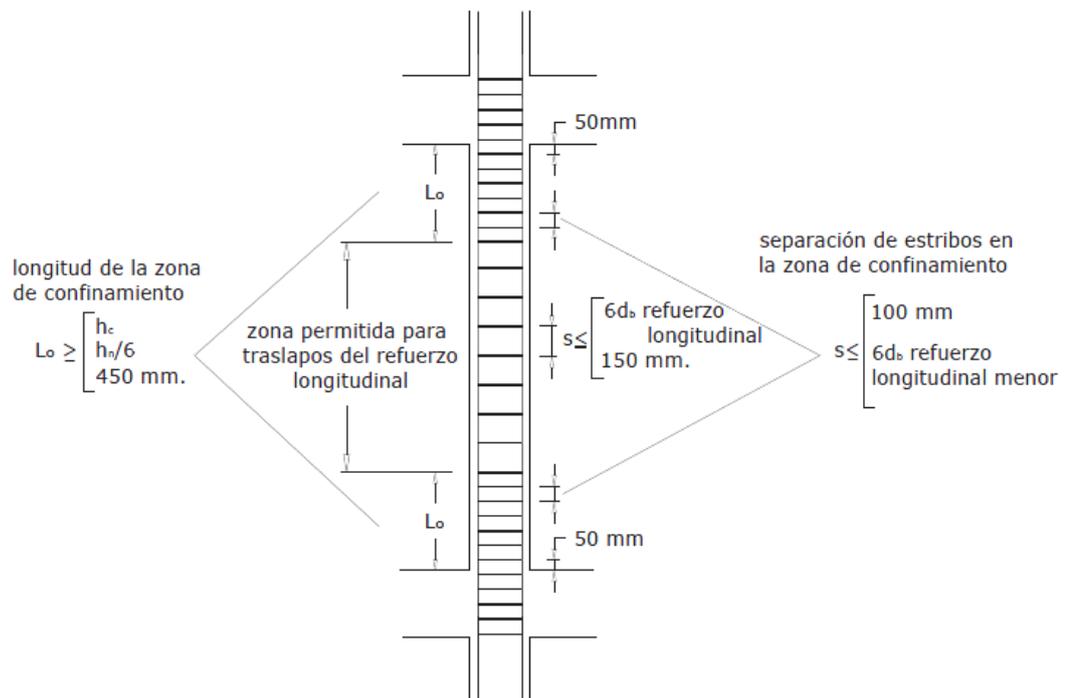


Figura 15 Separación de estribos por confinamiento

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Cámara de la Industria de la Construcción, 2015)

Dónde:

L_o Longitud de la zona de confinamiento.

h_c Máxima dimensión de la sección transversal de la columna.

h_n Luz libre de la columna.

d_b Diámetro de la barra de refuerzo longitudinal.

En la tabla 35 se indica la longitud de la zona de confinamiento de las columnas del Edificio Santacruz y la separación de los estribos en dicha zona, con el fin de determinar si cumple o no con lo estipulado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Tabla 35
Separación de estribos en columnas del Edificio Santacruz

Armadura	Longitud zona de confinamiento $L_o \geq \left(\begin{array}{c} h_c \\ \frac{h_n}{6} \\ 45cm \end{array} \right)$	Observación	Separación de estribos $s \leq \left(\begin{array}{c} 6d_b \\ 10cm \end{array} \right)$	Observación
8 ϕ 5/8	30 cm 41.66 cm 45 cm	CUMPLE	9.6 cm 10 cm	CUMPLE
6 ϕ 5/8	30 cm 41.66 cm 45 cm	CUMPLE	9.6 cm 10 cm	CUMPLE
6 ϕ 1/2	30 cm 41.66 cm 45 cm	CUMPLE	7.2 cm 10 cm	NO CUMPLE

Elaborado por: Jiménez Luis.

Con los resultados obtenidos en la tabla 35 se determina que efectivamente las columnas del Edificio Santacruz cumplen con la longitud mínima de la zona de confinamiento y las columnas reforzadas con varillas de 5/8'' de diámetro cumplen también la separación de los estribos en esa zona. Sin embargo las columnas que están reforzadas con varillas de 1/2'' no cumplen con la separación de estribos en la zona de confinamiento. Por otro lado, ninguna de las columnas del Edificio cumple con la separación de estribos en la zona intermedia, según los planos estructurales la separación de estribos en esta zona es de 25 cm.

3.12.2.4. Área de refuerzo por confinamiento

Para el caso de estribos de confinamiento rectangulares, el área de refuerzo no debe ser menor a las indicadas a continuación:

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s b_c f' c}{f_{yt}} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s b_c f' c}{f_{yt}}$$

Dónde

A_{sh} Área total de las varillas que forman los estribos y amarres suplementarios, con separación s y perpendicularidad a la dimensión bc , mm^2 .

A_{ch} Área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal, mm^2 .

s Separación, centro a centro, entre estribos, mm .

b_c Distancia máxima, medida centro a centro. Entre esquinas del estribo, mm

Tabla 36
Área mínima de estribos en columnas

DATOS	
bc (mm)	246
s (mm)	100
A_g (mm^2)	75000
A_{ch} (mm^2)	48216
fy (Mpa)	280
f'c (Mpa)	17.5
RESULTADOS	
$A_{sh} = 0.3 \frac{sb_c f'c}{f_{yt}} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$	$A_{sh} = 0.09 \frac{sb_c f'c}{f_{yt}}$
2.56 cm^2	1.38 cm^2

El área de acero mínimo para estribos es el mayor de los dos valores calculados en la tabla 36, es decir que las columnas del Edificio Santacruz requieren un $A_{sh} = 2.56 \text{ cm}^2$. Todas las columnas están conformadas por estribos de dos ramales con un diámetro de 3/8", lo que equivale a un área de 1.58 cm^2 . Por lo tanto el área de estribos por confinamiento no cumple con lo indicado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

3.12.3. Fallas en elementos estructurales

En base al modelo analítico elaborado en el software ETABS v15.0.0 se puede realizar el diseño de los elementos estructurales más importantes como son las vigas y las columnas, para el caso del modelo del Edificio Santacruz se utiliza el programa para realizar un chequeo de dichos elementos, determinando de esta forma si la estructura es capaz de resistir las solicitaciones impuestas en ella.

En las figuras 23 a 26 se indican los elementos que fallaron en el análisis realizado mediante el software ETABS v15.0.0, dichos elementos se encuentran marcados de color rojo.



Figura 16 Elementos que fallaron Pórtico A



Figura 17 Elementos que fallaron Pórtico B



Figura 18 Elementos que fallaron Pórtico C



Figura 19 Elementos que fallaron Pórtico D

Como se puede observar en las figuras anteriores, casi todas las vigas y columnas fallan ante las solicitaciones aplicadas a la estructura, a continuación en la tabla 37 se indican las principales fallas detectadas en las columnas, mientras que en las tablas 38 y 39 se indican las principales fallas detectadas en las vigas.

Tabla 37
Columnas del Edificio Santacruz que fallan ante las cargas actuantes

UBICACIÓN	NIVEL	SECCIÓN	PROBLEMAS DETECTADOS
1-A	+0.00 - 5.50	25X30	La sección de la columna no es suficiente para resistir las cargas aplicadas en la estructura
2-A	+0.00 - 5.50	25X30	La sección de la columna no es suficiente para resistir las cargas aplicadas en la estructura
3-A	+0.00 - 8.35	25X30	La sección de la columna no es suficiente para resistir las cargas aplicadas en la estructura
4-A	+0.00 - 8.35	25X30	La sección de la columna no es suficiente para resistir las cargas aplicadas en la estructura
5-A	+0.00 - 8.35	25X30	La sección de la columna no es suficiente para resistir las cargas aplicadas en la estructura
6-A	+0.00 - 8.35	25X30	La sección de la columna no es suficiente para resistir las cargas aplicadas en la estructura
1-B	+0.00 - 8.35	25X30	La sección de la columna no es suficiente para resistir las cargas aplicadas en la estructura
2-B	+0.00 - 5.50	25X30	La sección de la columna no es suficiente para resistir las cargas aplicadas en la estructura
3-B	+0.00 - 5.50	25X30	La sección de la columna no es suficiente para resistir las cargas aplicadas en la estructura
4-B	+0.00 - 8.35	25X30	La sección de la columna no es suficiente para resistir las cargas aplicadas en la estructura
5-B	+0.00 - 8.35	25X30	La sección de la columna no es suficiente para resistir las cargas aplicadas en la estructura
6-B	+0.00 - 8.35	25X30	La sección de la columna no es suficiente para resistir las cargas aplicadas en la estructura
1-C	+0.00 - 8.35	25X30	La sección de la columna no es suficiente para resistir las cargas aplicadas en la estructura
2-C	+0.00 - 8.35	25X30	La sección de la columna no es suficiente para resistir las cargas aplicadas en la estructura
3-C	+0.00 - 5.50	25X30	La sección de la columna no es suficiente para resistir las cargas aplicadas en la estructura
4-C	+0.00 - 5.50	25X30	La sección de la columna no es suficiente para resistir las cargas aplicadas en la estructura
5-C	+0.00 - 5.50	25X30	La sección de la columna no es suficiente para resistir las cargas aplicadas en la estructura
6-C	+0.00 - 8.35	25X30	La sección de la columna no es suficiente para resistir las cargas aplicadas en la estructura
1-D	+0.00 - 8.35	25X30	La sección de la columna no es suficiente para resistir las cargas aplicadas en la estructura
2-D	+0.00 - 8.35	25X30	La sección de la columna no es suficiente para resistir las cargas aplicadas en la estructura
3-D	+0.00 - 5.50	25X30	La sección de la columna no es suficiente para resistir las cargas aplicadas en la estructura
4-D	+0.00 - 2.75	25X30	La sección de la columna no es suficiente para resistir las cargas aplicadas en la estructura
5-D	+0.00 - 5.50	25X30	La sección de la columna no es suficiente para resistir las cargas aplicadas en la estructura
6-D	+0.00 - 8.35	25X30	La sección de la columna no es suficiente para resistir las cargas aplicadas en la estructura

Tabla 38
Vigas sentido Y que fallan ante las cargas sobre la estructura

PORT	NIVEL	VANO	SECCIÓN	PROBLEMAS DETECTADOS
A	+2.75	3-4; 4-5; 5-6	30X20	Falla debido a esfuerzos cortantes y de torsión. La cuantía de acero necesaria supera a la cuantía máxima.
	+5.50	TODOS	30X20	Falla debido a esfuerzos cortantes y de torsión. La cuantía de acero necesaria supera a la cuantía máxima.
	+8.35	TODOS	30X20	Falla debido a esfuerzos cortantes y de torsión. La cuantía de acero necesaria supera a la cuantía máxima.
	+11.20	2-3; 3-4; 4-5; 5-6	30X20	Falla debido a esfuerzos cortantes y de torsión.
B	+2.75	TODOS	30X20	Falla debido a esfuerzos cortantes y de torsión. La cuantía de acero necesaria supera a la cuantía máxima.
	+5.50	TODOS	30X20	Falla debido a esfuerzos cortantes y de torsión. La cuantía de acero necesaria supera a la cuantía máxima.
	+8.35	TODOS	30X20	Falla debido a esfuerzos cortantes y de torsión. La cuantía de acero necesaria supera a la cuantía máxima.
	+11.20	TODOS	30X20	Falla debido a esfuerzos cortantes y de torsión.
C	+2.75	TODOS	30X20	Falla debido a esfuerzos cortantes y de torsión. La cuantía de acero necesaria supera a la cuantía máxima.
	+5.50	TODOS	30X20	Falla debido a esfuerzos cortantes y de torsión. La cuantía de acero necesaria supera a la cuantía máxima.
	+8.35	TODOS	30X20	Falla debido a esfuerzos cortantes y de torsión. La cuantía de acero necesaria supera a la cuantía máxima.
	+11.20	TODOS	30X20	Falla debido a esfuerzos cortantes y de torsión.
D	+2.75	3-4; 4-5; 5-6	30X20	Falla debido a esfuerzos cortantes y de torsión. La cuantía de acero necesaria supera a la cuantía máxima.
	+5.50	TODOS	30X20	Falla debido a esfuerzos cortantes y de torsión. La cuantía de acero necesaria supera a la cuantía máxima.
	+8.35	TODOS	30X20	Falla debido a esfuerzos cortantes y de torsión. La cuantía de acero necesaria supera a la cuantía máxima.
	+11.20	TODOS	30X20	Falla debido a esfuerzos cortantes y de torsión.

Tabla 39
Vigas sentido X que fallan ante las cargas sobre la estructura

PORT	NIVEL	VANO	SECCIÓN	PROBLEMAS DETECTADOS
1	+5.50	TODOS	30X20	Falla debido a esfuerzos cortantes y de torsión. La cuantía de acero necesaria supera a la cuantía máxima.
	+8.35	TODOS	30X20	Falla debido a esfuerzos cortantes y de torsión. La cuantía de acero necesaria supera a la cuantía máxima.
	+11.20	TODOS	30X20	Falla debido a esfuerzos cortantes y de torsión.
2	+2.75	A-B; C-D	30X20	Falla debido a esfuerzos cortantes y de torsión. La cuantía de acero necesaria supera a la cuantía máxima.
	+5.50	TODOS	30X20	Falla debido a esfuerzos cortantes y de torsión. La cuantía de acero necesaria supera a la cuantía máxima.
	+8.35	TODOS	30X20	Falla debido a esfuerzos cortantes y de torsión. La cuantía de acero necesaria supera a la cuantía máxima.
	+11.20	TODOS	30X20	Falla debido a esfuerzos cortantes y de torsión.
3	+2.75	TODOS	30X20	Falla debido a esfuerzos cortantes y de torsión. La cuantía de acero necesaria supera a la cuantía máxima.
	+5.50	TODOS	30X20	Falla debido a esfuerzos cortantes y de torsión. La cuantía de acero necesaria supera a la cuantía máxima.
	+8.35	TODOS	30X20	Falla debido a esfuerzos cortantes y de torsión. La cuantía de acero necesaria supera a la cuantía máxima.
	+11.20	TODOS	30X20	Falla debido a esfuerzos cortantes y de torsión.
4	+2.75	TODOS	30X20	Falla debido a esfuerzos cortantes y de torsión. La cuantía de acero necesaria supera a la cuantía máxima.
	+5.50	TODOS	30X20	Falla debido a esfuerzos cortantes y de torsión. La cuantía de acero necesaria supera a la cuantía máxima.
	+8.35	TODOS	30X20	Falla debido a esfuerzos cortantes y de torsión. La cuantía de acero necesaria supera a la cuantía máxima.
	+11.20	TODOS	30X20	Falla debido a esfuerzos cortantes y de torsión.
5	+2.75	TODOS	30X20	Falla debido a esfuerzos cortantes y de torsión. La cuantía de acero necesaria supera a la cuantía máxima.
	+5.50	TODOS	30X20	Falla debido a esfuerzos cortantes y de torsión. La cuantía de acero necesaria supera a la cuantía máxima.
	+8.35	TODOS	30X20	Falla debido a esfuerzos cortantes y de torsión. La cuantía de acero necesaria supera a la cuantía máxima.
	+11.20	TODOS	30X20	Falla debido a esfuerzos cortantes y de torsión.
6	+2.75	TODOS	30X20	Falla debido a esfuerzos cortantes y de torsión. La cuantía de acero necesaria supera a la cuantía máxima.
	+5.50	TODOS	30X20	Falla debido a esfuerzos cortantes y de torsión. La cuantía de acero necesaria supera a la cuantía máxima.
	+8.35	TODOS	30X20	Falla debido a esfuerzos cortantes y de torsión. La cuantía de acero necesaria supera a la cuantía máxima.
	+11.20	TODOS	30X20	Falla debido a esfuerzos cortantes y de torsión.

CAPÍTULO 4

PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DEL EDIFICIO SANTACRUZ

4.1. Antecedentes

Una vez realizado el análisis estructural del Edificio Santacruz mediante el cual se determinaron las fuerzas que actúan en los principales elementos estructurales mediante el software ETABS v15.0.0, se ha determinado que el Edificio requiere la aplicación de un reforzamiento adecuado que le permita resistir las cargas impuestas y tener un adecuado comportamiento ante la presencia de un sismo. Los principales problemas presentes en la estructura se indican a continuación.

- Derivas de piso excesivas, las cuales superan casi en su totalidad a la deriva máxima permitida por la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015.
- Los elementos sometidos a flexión como es el caso de vigas, requieren una sección de acero de refuerzo superior a la máxima permitida, además gran parte de las vigas tienen deficiencias ante fuerzas de corte y torsión.
- La mayor parte de las columnas, elementos sometidos a flexo compresión, tienen una sección demasiado pequeña para soportar las cargas que actúan sobre la estructura.

En base a las deficiencias descritas anteriormente se plantea una propuesta de reforzamiento, la cual busca solventar los problemas presentes en los elementos estructurales del Edificio Santacruz y en su comportamiento global, con el fin de alcanzar un nivel de seguridad de vida adecuado ante posibles eventos sísmicos.

4.2. Reforzamiento Estructural

La propuesta de reforzamiento seleccionada para el Edificio Santacruz incluye la colocación de diagonales rigidizadoras de hormigón armado ubicadas en dos pórticos en sentido X y dos pórticos en sentido Y, con lo cual se busca controlar las derivas de piso, además se propone realizar un encamisado en las columnas que fallen luego del análisis de la estructura con diagonales rigidizadoras. Para el caso de las vigas se propone reemplazar las vigas existentes por vigas descolgadas en las

cuales se aplicarán los parámetros indicados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

4.2.1. Colocación de diagonales rigidizadoras

Con este tipo de elemento se busca proporcionar una mayor rigidez a la estructura y así lograr la disminución de las derivas de piso, las diagonales serán colocadas en todos los niveles de los pórticos A y D en el vano 2-3 y en todos los niveles de los pórticos 3 y 6 en el vano B-C, de tal forma que interfiera lo menos posible en el diseño arquitectónico del edificio. En la figura 27 se muestra la ubicación de las diagonales en los pórticos A y D, mientras que en la figura 28 se muestra la ubicación de las diagonales en los pórticos 3 y 6.

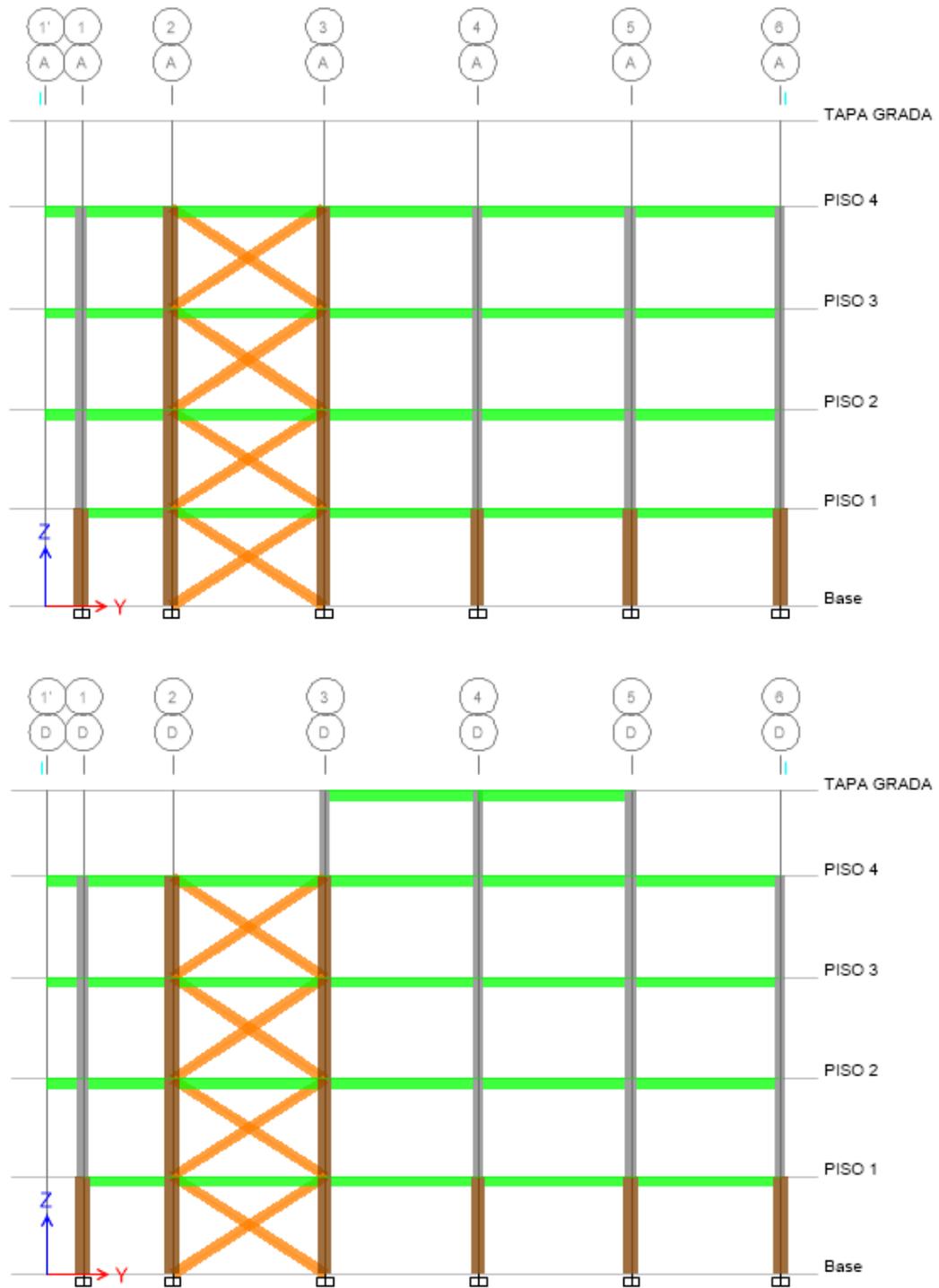


Figura 20 Ubicación de diagonales pórticos sentido Y

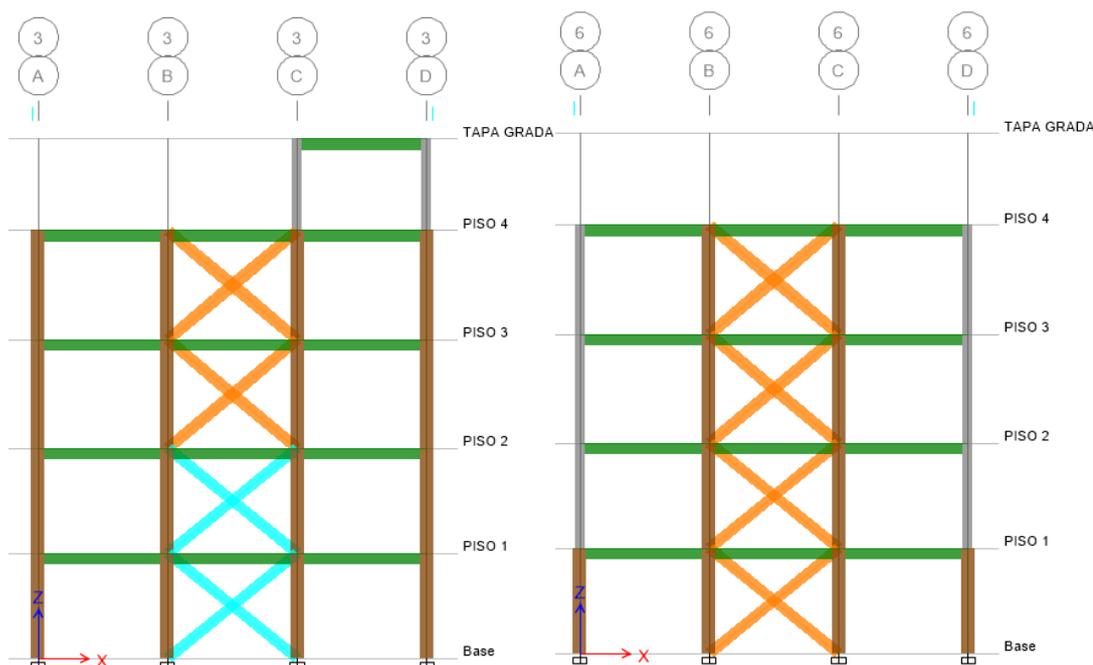


Figura 21 Ubicación de diagonales pórticos sentido X

Como se puede observar en las figuras anteriores, las diagonales forman una cruz y se colocan de forma concéntrica a la unión viga-columna. Las diagonales rigidizadoras se modelaron con una sección de 20x30, en las figuras 4.1 y 4.2 dichas diagonales están en color naranja. Para el caso del pórtico 3 en el primer y segundo nivel, se requiere diagonales con una sección de 25x30 las cuales se indican en color turquesa, esto es debido a que la sección de 20x30 es insuficiente para resistir las cargas que se generan en estos elementos producidas por la acción sísmica. Sin embargo por facilidad constructiva y estandarizar el diseño, todas las diagonales del primer y segundo nivel serán de 25x30.

4.2.2. Encamisado de hormigón en columnas

Debido a que la sección de las columnas no es suficiente para resistir las cargas que actúan sobre la estructura, se propone como solución un recrecido de las columnas mediante la implementación de un encamisado de hormigón armado, para una correcta colocación de estribos y un adecuado confinamiento de la armadura longitudinal del encamisado las columnas serán recrecidas por sus cuatro caras.

El espesor mínimo recomendado para este recrecido es de 10 cm, ya que se debe tener en cuenta el tamaño del agregado grueso del hormigón, el armado del hormigón recrecido y su recubrimiento, por lo cual sería muy complicado aplicar el encamisado con un espesor menor. En la figura 29 se muestra la sección de una columna recrecida mediante el encamisado de hormigón armado.

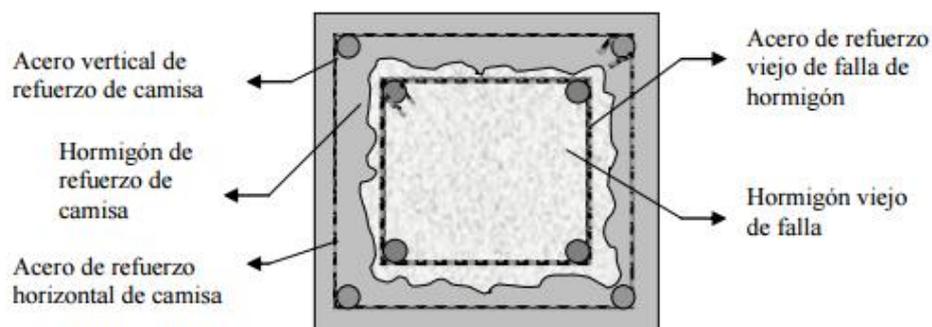


Figura 22 Sección de recrecido de hormigón armado en columna

Fuente: (Moreta Viscarra, 2015)

En la tabla 40 se indica la ubicación de las columnas del Edificio Santacruz que han sido seleccionadas para aplicar el encamisado, se muestra la sección original del elemento y la sección resultante luego de haberse realizado el recrecido. Como se puede observar en todos los casos la sección ha sido aumentada 10 cm en ambos sentidos.

Tabla 40
Columnas recrecidas del Edificio Santacruz

COLUMNA	NIVEL	SECCIÓN ORIGINAL	SECCIÓN RECRECIDA
Todas (24)	N +0.00	25x30	35x40
2-A; 2-D; 3-A; 3-B; 3-C; 3-D; 6-B; 6-C (8)	N +2.75	25x30	35x40
2-A; 2-D; 3-A; 3-B; 3-C; 3-D; 6-B; 6-C (8)	N +5.50	25x30	35x40
2-A; 2-D; 3-A; 3-B; 3-C; 3-D; 6-B; 6-C (8)	N +8.35	25x30	35x40

4.2.3. Recrecido de hormigón armado en Vigas

En base a las fallas que se producen en las vigas de la estructura, las cuales en su mayor parte fallan por esfuerzos de corte, torsión y por falta de armadura longitudinal a flexión, se propone como alternativa de reforzamiento la reconfiguración de estos elementos, de vigas banda a vigas descolgadas con una sección transversal de 30x30 cm. Esta medida requiere aplicarse a todas las vigas del Edificio Santacruz, incluso las menos cargadas que soportan adecuadamente las solicitaciones impuestas con su sección original, esto se debe a que se busca dar continuidad a las vigas a lo largo de todo su eje longitudinal, mantener una adecuada regularidad evitando cambios bruscos en las rigideces y tratar de estandarizar el reforzamiento de la estructura.

4.3. Modelo reforzado del Edificio Santacruz

Una vez definido el tipo de reforzamiento para la estructura, se procede a modificar el modelo base elaborado en el software ETABS v15.0.0 para realizar el análisis correspondiente y verificar que el nuevo sistema estructural tiene un comportamiento adecuado ante las cargas gravitatorias y sísmicas. En la figura 30 se muestra una vista general en tres dimensiones del modelo reforzado del Edificio Santacruz.

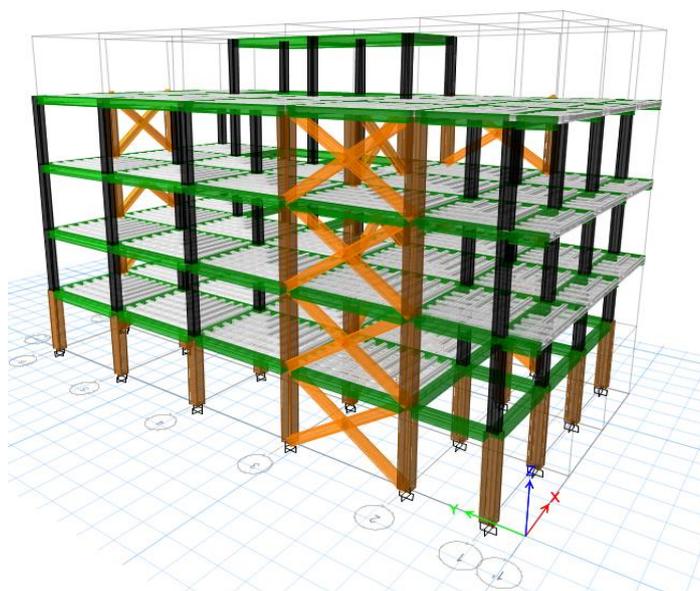


Figura 23 Vista en tres dimensiones Modelo reforzado del Edificio Santacruz

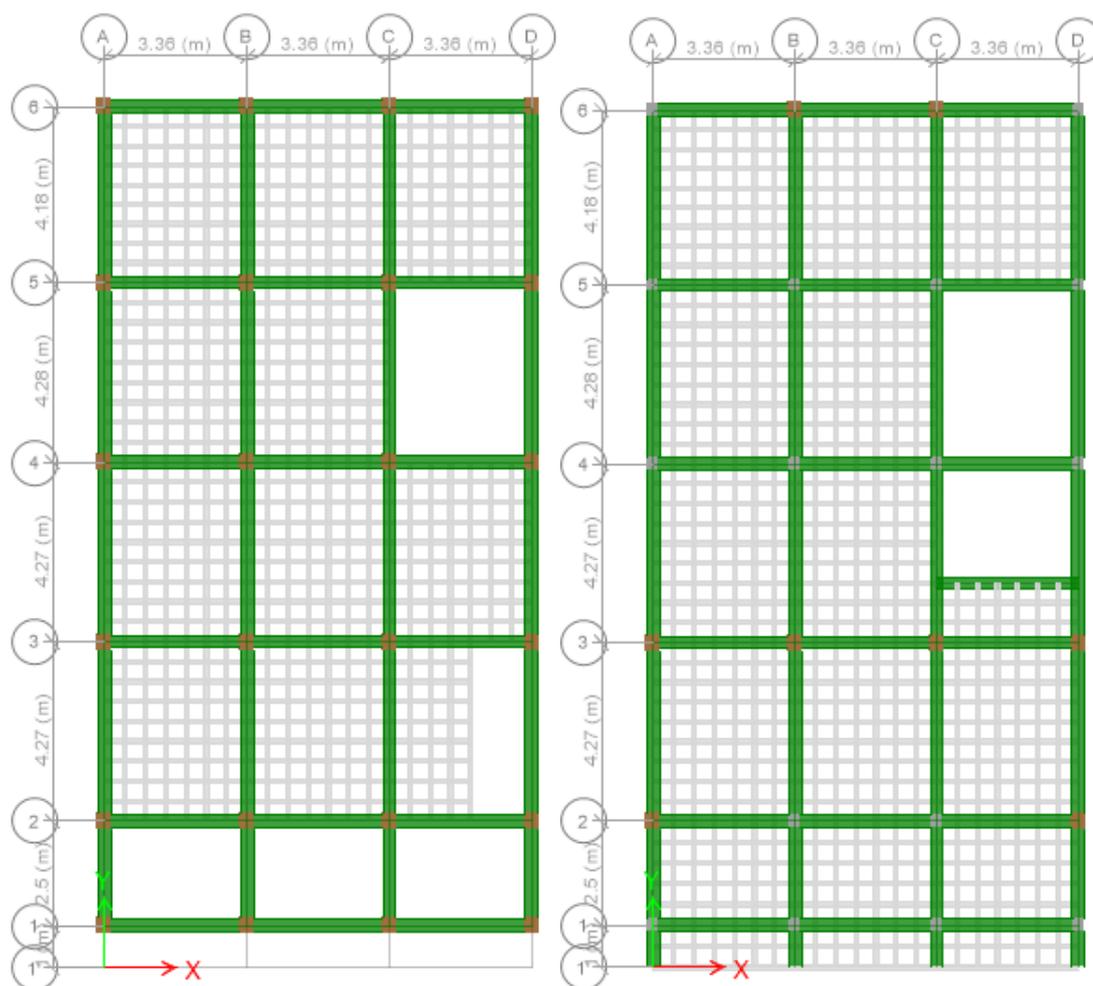


Figura 24 Vista en planta Modelo reforzado del Edificio Santacruz

Como se puede observar en la figura anterior, se ha dado continuidad a la losa de mezanine, proyectando las vigas de los ejes B y C para que lleguen hasta la viga del eje 1, con esto se aumenta la regularidad de la estructura lo cual mejora el comportamiento de la misma ante un evento sísmico.

En la figura 32 se indica una vista en elevación de uno de los pórticos al cual se colocaron las diagonales rigidizadoras, en las figuras 31 y 32 se puede distinguir claramente las columnas que han sido recrecidas con un color café, mientras que las columnas que se mantienen con su sección original se muestran de color gris.

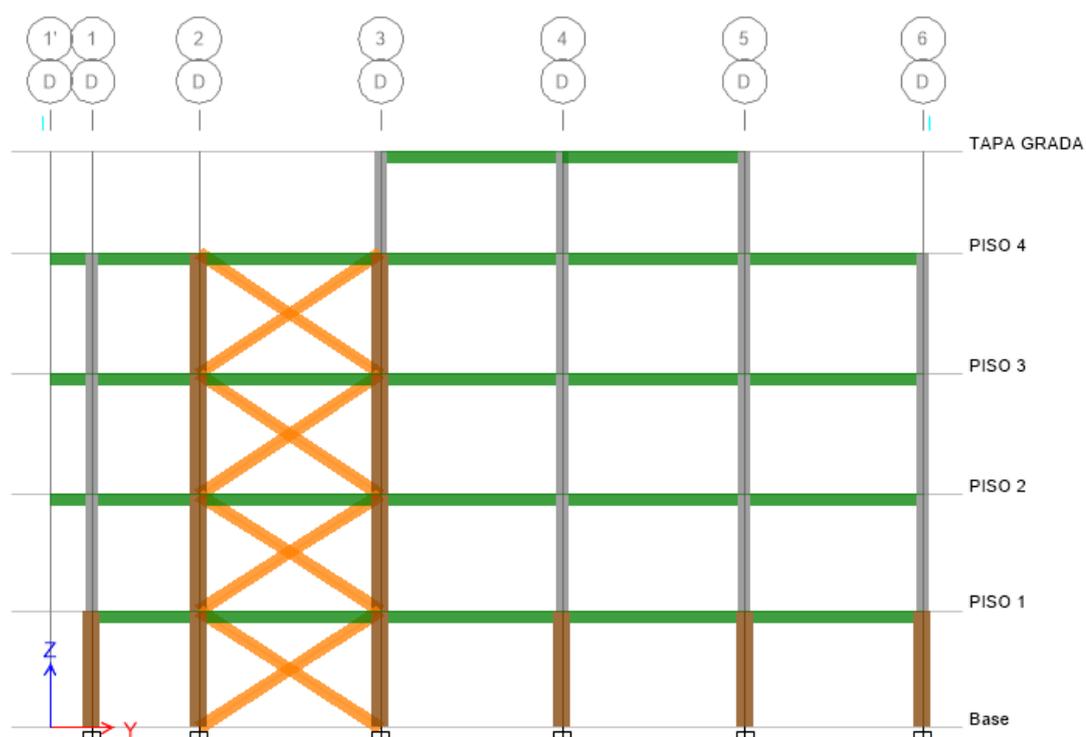


Figura 25 Vista en elevación Modelo reforzado del Edificio Santacruz

4.4. Análisis sísmico de la estructura reforzada

Una vez modificado el modelo original aplicando el reforzamiento, se procede a definir nuevamente los parámetros necesarios para el análisis de la estructura ya que en algunos de ellos se presentan cambios. En el caso de las cargas tanto permanente como viva, se mantienen las mismas que fueron utilizadas para el análisis de la estructura sin reforzamiento.

Las condiciones de sitio como el tipo de suelo y el valor Z , son los mismos para el caso de la estructura reforzada, en función de la Zona Sísmica VI para la cual la caracterización del peligro sísmico es muy alta se define un valor $Z = 0.50$. Los valores de los coeficientes de amplificación dinámica F_a , F_d y F_s , de igual manera se mantienen para el análisis de la estructura reforzada.

4.4.1. Irregularidades, Coeficiente de importancia I y Factor de reducción de resistencia sísmica R

Como se mencionó anteriormente con el reforzamiento de las vigas se proporciona continuidad a la losa de mezanine, por lo tanto el coeficiente de irregularidad en elevación el cual en el modelo original se había considerado como $\Phi_E=0.9$, pasa a ser considerado como $\Phi_E=1$, lo cual indica que es una estructura totalmente regular.

El coeficiente de importancia I se mantiene como la unidad ya que el tipo de estructura no se ha modificado y no califica como estructura esencial o una estructura de ocupación especial.

El factor que si se modifica debido a la nueva configuración de la estructura es el factor de reducción de resistencia sísmica R, el cual está indicado en la tabla 2.12 para Sistemas Duales, ubicando al Edificio Santacruz en la categoría de Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, por consiguiente el Factor de reducción de resistencia sísmica es $R=8$.

4.4.2. Período de vibración de la estructura

El período de la estructura se determinará como fue indicado en el capítulo 2 en base a la siguiente expresión:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Dónde:

C_t Coeficiente que depende del tipo de edificio.

h_n Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura.

T Período de vibración.

En la tabla 41 se indica el valor del período de la estructura reforzada y los valores utilizados para el cálculo del mismo.

Tabla 41
Periodo de vibración de la estructura reforzada

Coeficiente	Valor
Ct	0.055
hn	13.6
α	0.75
T (s)	0.39

4.4.3. Espectro de diseño en aceleraciones

El espectro de diseño elástico en aceleraciones se mantiene igual al utilizado para el análisis del modelo original, por otro lado el espectro de diseño inelástico cambia debido a que el factor de reducción de resistencia sísmica fue modificado para la estructura reforzada. En la tabla 42 se muestra un resumen de los parámetros necesarios para la elaboración del espectro de diseño en aceleraciones, los cuales como ya se indicó tuvieron algunos cambios. En la figura 33 se indican los espectros de diseño en aceleraciones tanto elástico como inelástico.

Tabla 42
Parámetros para la elaboración del espectro de diseño

Parámetros para la elaboración del espectro de diseño	
Zona Sísmica	VI
Z	0.5
Tipo de suelo	D
Fa	1.12
Fd	1.11
Fs	1.40
η	2.48
r	1.5
l	1
R	8
Φ_P	1
Φ_E	1
T	0.39
Tc	0.763

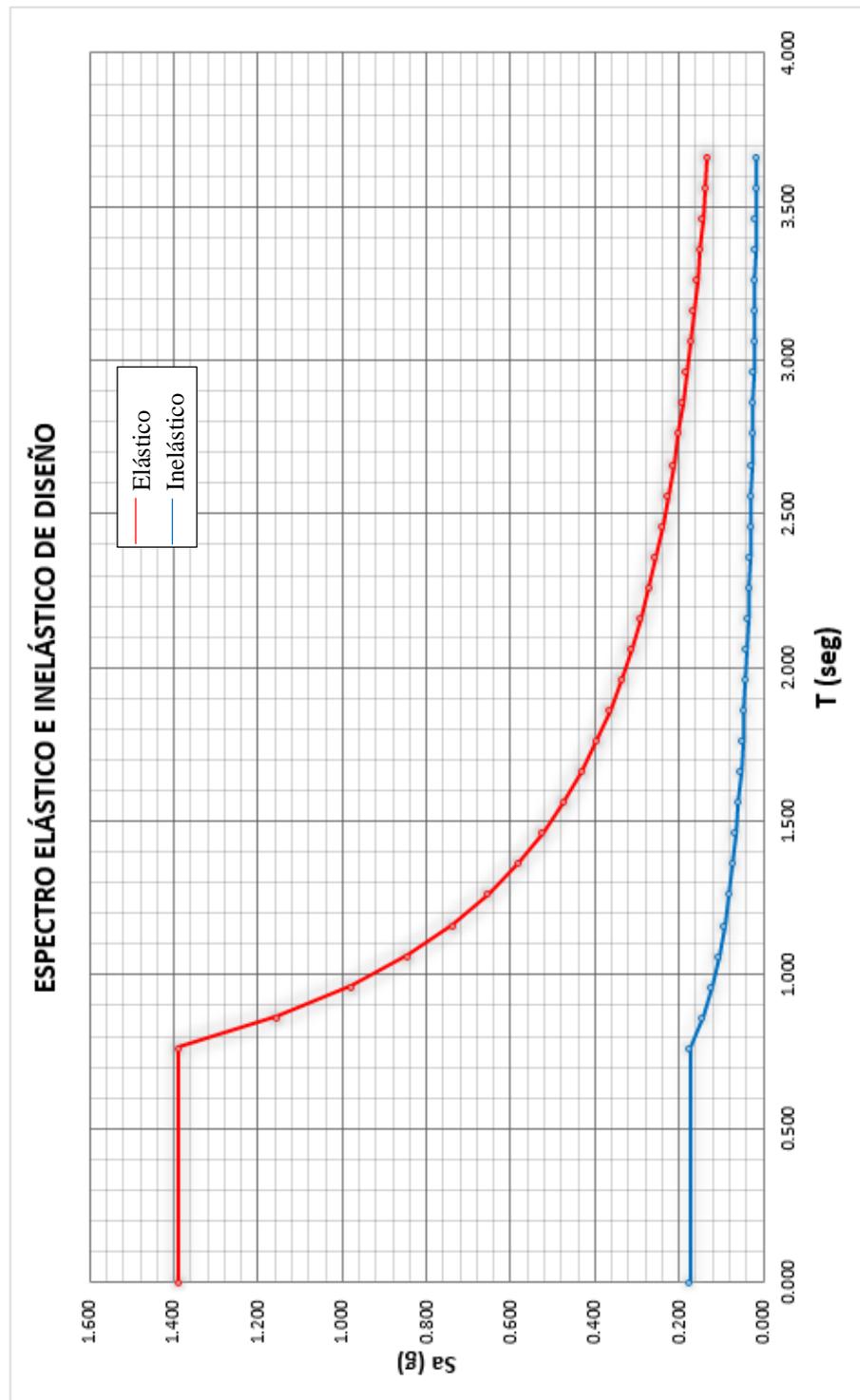


Figura 26 Espectro elástico e inelástico de diseño en aceleraciones

4.4.4. Modos de vibración

De igual manera como se realizó para el modelo original, se procede a analizar los modos de vibración de la estructura reforzada. Por medio del Análisis Dinámico Modal elaborado en el programa ETABS v15.0.0 se han determinado los períodos de vibración correspondientes a cada uno de los modos, El Período Fundamental de la estructura calculado por este método es $T=0.413$ s, este valor es muy cercano al que fue calculado con la fórmula empírica indicada en la Norma Ecuatoriana de la Construcción el cual tiene un valor de $T=0.39$ s. Como se puede apreciar, el período de la estructura se redujo en gran medida lo que nos indica que la técnica de reforzamiento aplicada en cuanto a la rigidización global de la estructura funciona de forma adecuada. En la tabla 43 se indican los períodos y frecuencias correspondientes a cada modo de vibración de la estructura reforzada.

Tabla 43
Períodos y frecuencias del Edificio Santacruz (Reforzado)

Modo	Período (s)	Frecuencia (Hz)
Modo 1	0.413	2.42
Modo 2	0.34	2.943
Modo 3	0.272	3.681
Modo 4	0.182	5.479
Modo 5	0.166	6.01
Modo 6	0.149	6.721
Modo 7	0.115	8.719
Modo 8	0.111	9.006
Modo 9	0.111	9.028
Modo 10	0.11	9.057
Modo 11	0.11	9.094
Modo 12	0.109	9.18
Modo 13	0.109	9.182
Modo 14	0.109	9.198
Modo 15	0.105	9.559

4.4.5. Cortante basal de diseño

Como se realizó para el caso del modelo original, calculamos el cortante basal de diseño de la estructura reforzada, el cortante basal de diseño para el análisis de la estructura se determina mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_P\phi_E} W$$

Dónde:

S_a (T_a)	Espectro de diseño en aceleración.
ϕ_P y ϕ_E	Coefficientes de configuración en planta y elevación.
I	Coefficiente de importancia.
R	Factor de reducción de resistencia sísmica.
V	Cortante basal total de diseño.
W	Carga sísmica reactiva.

El período fundamental de la estructura reforzada se encuentra entre 0 y T_c, por lo que el valor de S_a en ese rango está definido por la siguiente expresión:

$$S_a = \eta Z F_a$$

Al reemplazar los valores correspondientes en la ecuación, obtenemos el valor de S_a = 1.389, y utilizando los coeficientes definidos en la tabla 42 obtenemos el valor del cortante basal de diseño como:

$$V = 0.174W$$

Este valor del cortante basal de diseño es el que utilizaremos en el modelo de la estructura en ETABS para el análisis estático. La carga reactiva W ha sido considerada como la carga muerta total del edificio:

$$W = CM$$

Una vez definidos estos parámetros se analizan los resultados obtenidos en el programa ETABS v15.0.0, en la tabla 44 se indican los valores de cortante basal de la estructura para los casos estático y dinámico.

Tabla 44
Cortante basal del Edificio Santacruz (Reforzado)

CASO	CORTANTE BASAL (ton)
ESTÁTICO	100.42
ESPECTRO	84.04

Como podemos observar, el cortante basal calculado por el método dinámico equivale a un 83.67% del valor calculado por el método estático, este valor se encuentra dentro del rango indicado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción la cual indica que el valor del Cortante dinámico total en la base no debe ser menor al 80% del Cortante basal V obtenido por el método estático.

4.4.6. Derivas de piso

Para la estructura reforzada se realiza también el control de las derivas de piso en función de lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, donde se indica que la deriva inelástica no debe superar el 2% expresado como porcentaje de la altura de piso. El programa ETABS v15.0.0 reporta la deriva elástica por lo que se debe calcular la deriva inelástica en función de lo indicado en el Capítulo 2 de este proyecto. En la tabla 45 se muestran los valores de las derivas tanto elástica como inelástica de todos los pisos y para los casos de análisis estático y dinámico.

Como se puede observar en la misma tabla, en este caso todas las derivas cumplen con lo dispuesto en el código, por lo que se puede decir que la estrategia de reforzamiento correspondiente a la rigidización de la estructura funciona adecuadamente reduciendo en gran medida las derivas reportadas en el análisis de la estructura original.

Tabla 45
Derivas de piso del Edificio Santacruz (reforzado)

NIVEL	CARGA	DIR	Δ INELÁSTICA	Δ ELÁSTICA	OBSERVACIÓN
TAPA GRADA	SXP	X	0.001653	0.99%	CUMPLE
TAPA GRADA	SXN	X	0.001660	1.00%	CUMPLE
TAPA GRADA	SYP	Y	0.001264	0.76%	CUMPLE
TAPA GRADA	SYN	Y	0.001208	0.72%	CUMPLE
TAPA GRADA	ESPECT X	X	0.001571	0.94%	CUMPLE
TAPA GRADA	ESPECT Y	Y	0.001289	0.77%	CUMPLE
PISO 4	SXP	X	0.001329	0.80%	CUMPLE
PISO 4	SXN	X	0.001661	1.00%	CUMPLE
PISO 4	SYP	Y	0.000772	0.46%	CUMPLE
PISO 4	SYN	Y	0.000717	0.43%	CUMPLE
PISO 4	ESPECT X	X	0.001460	0.88%	CUMPLE
PISO 4	ESPECT Y	Y	0.000624	0.37%	CUMPLE
PISO 3	SXP	X	0.001407	0.84%	CUMPLE
PISO 3	SXN	X	0.001769	1.06%	CUMPLE
PISO 3	SYP	Y	0.000871	0.52%	CUMPLE
PISO 3	SYN	Y	0.000829	0.50%	CUMPLE
PISO 3	ESPECT X	X	0.001560	0.94%	CUMPLE
PISO 3	ESPECT Y	Y	0.000698	0.42%	CUMPLE
PISO 2	SXP	X	0.001317	0.79%	CUMPLE
PISO 2	SXN	X	0.001652	0.99%	CUMPLE
PISO 2	SYP	Y	0.000844	0.51%	CUMPLE
PISO 2	SYN	Y	0.000814	0.49%	CUMPLE
PISO 2	ESPECT X	X	0.001430	0.86%	CUMPLE
PISO 2	ESPECT Y	Y	0.000668	0.40%	CUMPLE
PISO 1	SXP	X	0.000683	0.41%	CUMPLE
PISO 1	SXN	X	0.000832	0.50%	CUMPLE
PISO 1	SYP	Y	0.000559	0.34%	CUMPLE
PISO 1	SYN	Y	0.000543	0.33%	CUMPLE
PISO 1	ESPECT X	X	0.000689	0.41%	CUMPLE
PISO 1	ESPECT Y	Y	0.000434	0.26%	CUMPLE

4.5. Diseño del reforzamiento del Edificio Santacruz

Una vez determinadas las fuerzas actuantes en la estructura y realizada la verificación de las derivas de piso, se procede a elaborar el diseño de la propuesta de reforzamiento del Edificio Santacruz. Este diseño ha sido ejecutado en el software ETABS v15.0.0, el cual tiene como base de diseño el código ACI 318-14 contemplado por la Norma Ecuatoriana de la Construcción, sin embargo los resultados del diseño generados por el software que se consideran para este proyecto corresponden a los de armadura longitudinal de los elementos, por lo tanto es necesario realizar el diseño y control de ciertos parámetros indicados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción. En la figura 34 se muestra el modelo de la estructura aplicado el reforzamiento, en la cual se puede observar que todos los elementos cumplen con el diseño, es decir que resisten adecuadamente las cargas a las cuales se encuentra sometida la estructura.

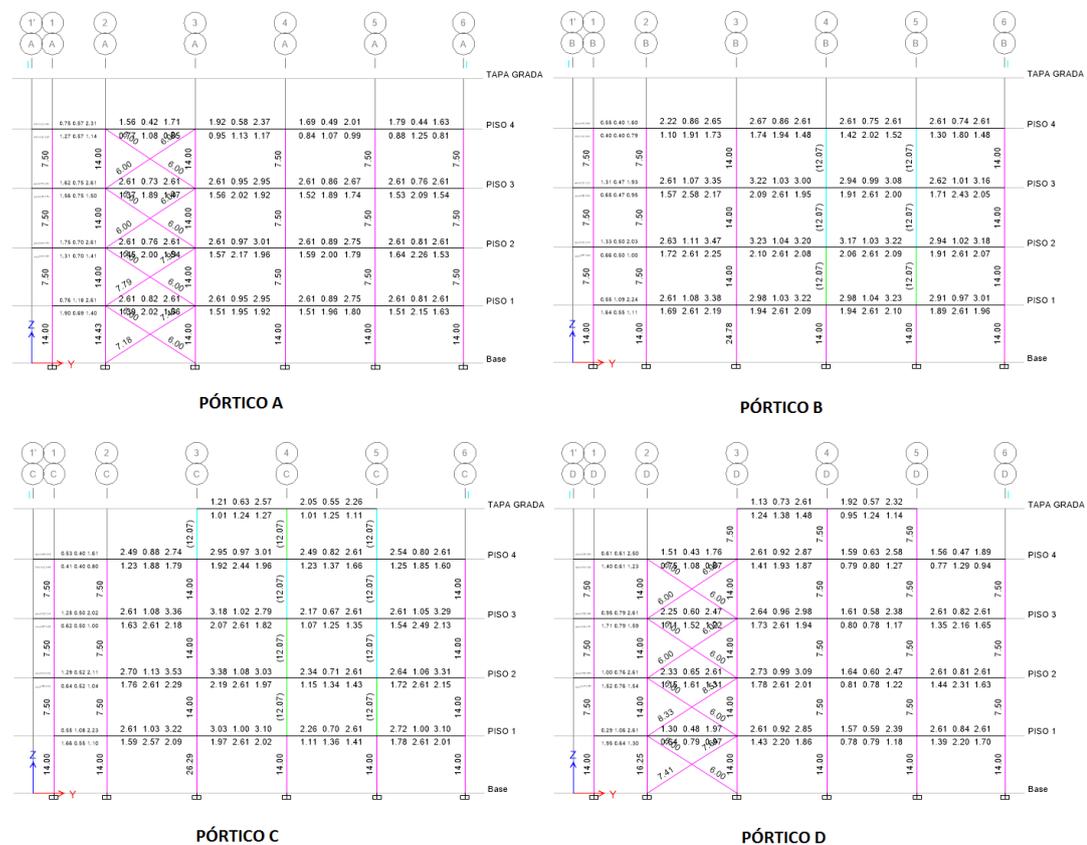


Figura 27 Diseño de elementos del Edificio Santacruz

4.5.1. Reforzamiento en Vigas

Con el recrecido de hormigón en vigas la nueva sección de todas las vigas del Edificio Santacruz es a 30x30 cm, debido a que la estructura se encuentra en la región costa se determina un recubrimiento de 4 cm para proteger adecuadamente de la corrosión al acero de refuerzo. Las propiedades mecánicas de los materiales a utilizarse para el reforzamiento en vigas son las siguientes:

- El hormigón debe diseñarse con una resistencia a la compresión mayor a la del hormigón de la estructura original, para este caso se ha seleccionado una resistencia de $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$.
- El acero de refuerzo corresponde a barras corrugadas con un límite de fluencia de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.

4.5.1.1. Acero de refuerzo mínimo

El área de acero mínimo en elementos sometidos a flexión como el caso de vigas, se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$A_s \geq \max \left[\frac{1.4}{f_y} b_w d ; A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} b_w d \right]$$

Tabla 46

Acero mínimo en vigas recrecidas del Edificio Santacruz

DATOS	
bw (mm)	300
d (mm)	260
fy (Mpa)	420
fc (Mpa)	21
CONTROL	
$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} b_w d$	$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} b_w d$
2.60 cm ²	2.13 cm ²

El acero de refuerzo mínimo definido para las vigas del Edificio Santacruz es de $A_s=2.60 \text{ cm}^2$.

4.5.1.2. Acero longitudinal

El refuerzo a flexión se ha determinado mediante el software ETABS v15.0.0, de dónde se establece el armado longitudinal de las vigas, en función del cual se procura estandarizar el diseño con el fin de facilitar el proceso constructivo. En el Anexo 1 se indica el área de acero requerida y el armado seleccionado en cada una de las vigas del Edificio Santacruz.

4.5.1.3. Estribos por confinamiento

La Norma Ecuatoriana de la Construcción señala que para estructuras de cualquier tipo es necesario la colocación de estribos por confinamiento en los extremos del elemento a una distancia $2h$ de la cara del apoyo, donde h es la altura de la viga, además el espaciamiento máximo entre estribos no debe ser mayor al menor de los valores indicados a continuación.

- $d/4$
- 6 veces el diámetro menor del refuerzo longitudinal
- 200 mm

En regiones donde el refuerzo por confinamiento sea de menor importancia, la norma indica que se debe colocar estribos con varillas de mínimo 10 mm, con un espaciamiento máximo de $d/2$, donde d es la distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. En la figura 35 se muestra la separación de estribos en una viga de hormigón armado.

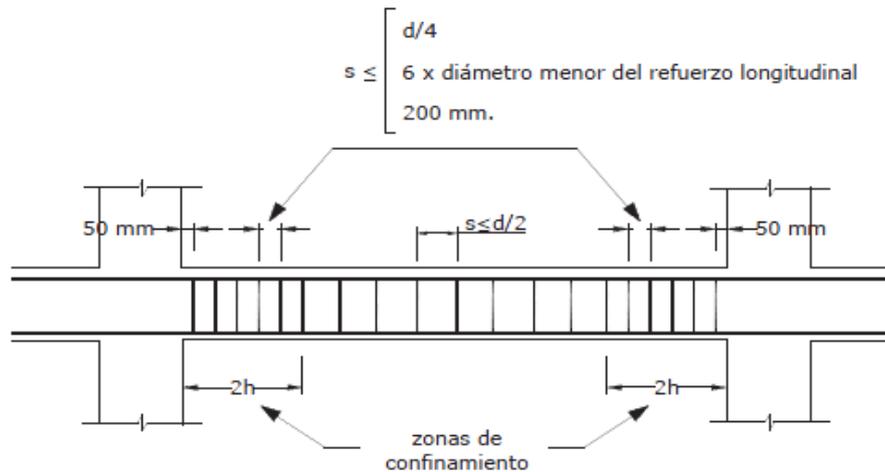


Figura 28 Separación de estribos por confinamiento

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Cámara de la Industria de la Construcción, 2015)

Zonas de confinamiento (60 cm)

$$s \leq \begin{cases} d/4 = 6.5 \text{ cm} \\ 6db = 7.2 \text{ cm} \\ 200 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow s_{\text{asumido}} = 5 \text{ cm}$$

Zona fuera de confinamiento (L/4-0.60)

$$s_{\text{asumido}} = 10 \text{ cm}$$

Zona intermedia (L/2)

$$s \leq \frac{d}{2} = 13 \text{ cm} \rightarrow s_{\text{asumido}} = 15 \text{ cm}$$

Para el diseño de estribos se ha seleccionado la mayor fuerza cortante registrada en el análisis de la estructura, a continuación se detalla el cálculo del refuerzo por cortante.

Datos:

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$Vu = 4.53 \text{ T}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$d = 26 \text{ cm}$$

Esfuerzo de corte permisible:

$$vp = 0.53\sqrt{f'c} = 0.53\sqrt{210}$$

$$vp = 7.68 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo de corte último:

$$vu = \frac{Vu}{\phi bd} = \frac{4.53 \times 10^3}{0.75 \times 30 \times 26}$$

$$vu = 7.74 \text{ kg/cm}^2$$

Como podemos apreciar, el esfuerzo de corte último apenas supera al esfuerzo de corte permisible, por lo que se puede decir que el esfuerzo de corte es absorbido por la sección de hormigón, sin embargo es necesario disponer estribos por confinamiento con un área mínima obtenida mediante la siguiente expresión.

$$A_{v,min} = 0.2\sqrt{f'c} \frac{b \cdot s}{fy} \geq 3.5 \frac{b \cdot s}{fy}$$

Utilizando el valor del mayor espaciamiento

$$A_{v,min} = 0.2\sqrt{f'c} \frac{b \cdot s}{fy} = 0.2\sqrt{210} \frac{30 \cdot 15}{4200} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{v,min} = 3.5 \frac{b \cdot s}{fy} = 3.5 \frac{30 \cdot 15}{4200} = 0.38 \text{ cm}^2$$

El área de acero mínima para estribos es $A_{v,min} = 0.38 \text{ cm}^2$, la Norma Ecuatoriana de la Construcción dispone que el diámetro mínimo para estribos es de 10 mm, por lo tanto se define para el área de acero mínima un estribo de dos ramales con $\phi=10 \text{ mm}$.

4.5.1.4. Alternativas para la construcción de vigas**Alternativa 1**

Para la conformación de las vigas reforzadas se propone como alternativa principal la remoción de las vigas existentes mediante un picado total de las mismas, dejando una superficie irregular para la adecuada adherencia del hormigón nuevo con el existente. Esta alternativa es la más viable debido principalmente a su facilidad constructiva. En la figura 36 se indica el detalle de la colocación de las vigas reforzadas.

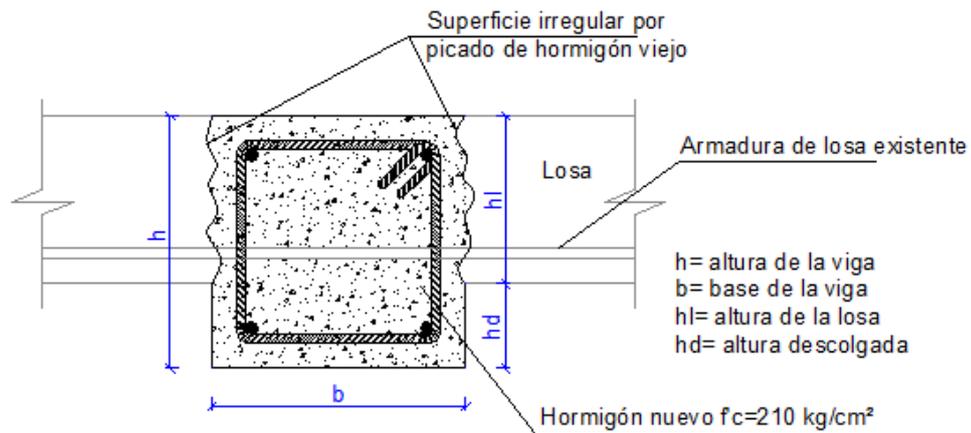


Figura 29 Detalle de colocación de viga reforzada (alternativa 1)

Alternativa 2

La segunda alternativa propone, para la parte inferior el picado del recubrimiento de la viga hasta encontrar la armadura existente a la cual se realizará el anclaje de la nueva armadura mediante horquillas soldadas, en el caso de la parte superior de igual forma se retira el recubrimiento de la viga y se coloca la armadura, la colocación de estribos se consigue mediante perforaciones en la sección restante de la viga existente y se realiza el amarre en la armadura superior. Luego de haber colocado la armadura se procede a fundir con hormigón $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$ hasta conseguir la sección indicada de $30 \times 30 \text{ cm}$, sin embargo constructivamente esta alternativa sería demasiado difícil de cumplir por lo que se ha seleccionado la otra alternativa. En la figura 37 se muestra el detalle de esta alternativa.

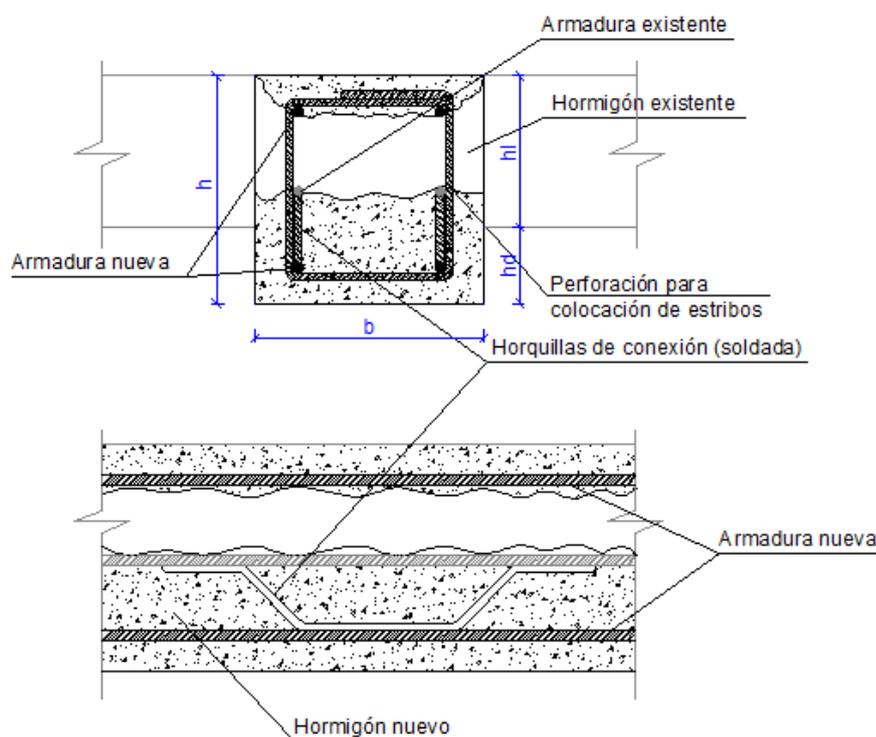


Figura 30 Detalle de colocación de viga reforzada (alternativa 2)

4.5.2. Refuerzo en columnas

Para el diseño de las columnas recrecidas se tomará en cuenta las siguientes propiedades mecánicas de los materiales.

- El hormigón debe diseñarse con una resistencia a la compresión mayor a la del hormigón de la estructura original, para este caso se ha seleccionado una resistencia de $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$. Sin embargo para el diseño elaborado en el modelo en ETABS se toma en cuenta la resistencia a la compresión del hormigón original.
- El acero de refuerzo corresponde a barras corrugadas con un límite de fluencia de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.

4.5.2.1. Acero longitudinal

El diseño del refuerzo a flexo compresión se ha determinado mediante el software ETABS v15.0.0, dónde se establece el armado longitudinal de las columnas recrecidas, debido a que las columnas han sido recrecidas 10 cm en

cada sentido, un armado mínimo es suficiente para resistir las cargas impuestas en la mayoría de las columnas es decir que serán armadas con $8\phi 16\text{mm}$. Las columnas B-3 y C-3 en el nivel +0.00, al tratarse de columnas interiores y estar ligadas a las diagonales rigidizadoras reciben una mayor carga por lo que es necesario reforzarlas con una armadura mayor a las demás, estas columnas serán armadas con $8\phi 18\text{mm}$.

4.5.2.2. Área de refuerzo por confinamiento

Para el caso de estribos de confinamiento rectangulares, el área de refuerzo no debe ser menor a las indicadas a continuación:

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

Zonas de confinamiento

$$L_o \geq \begin{cases} h_c = 40 \text{ cm} \\ h_n/6 = 41.67 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow L_{o\text{asumido}} = 50 \text{ cm}$$

$$s \leq \begin{cases} 6db = 9.6 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow s_{\text{asumido}} = 10 \text{ cm}$$

Zona intermedia

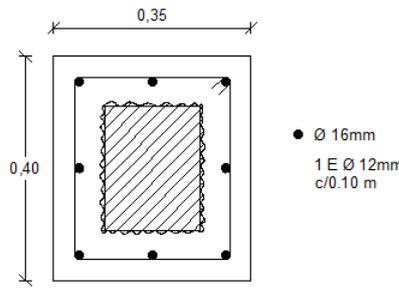
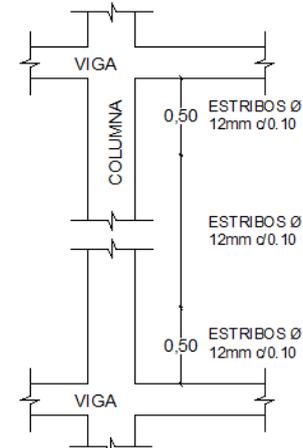
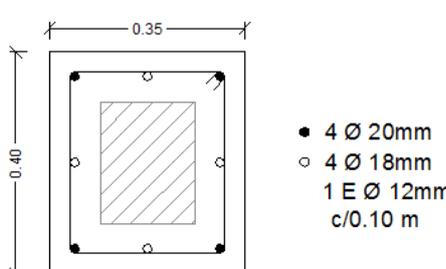
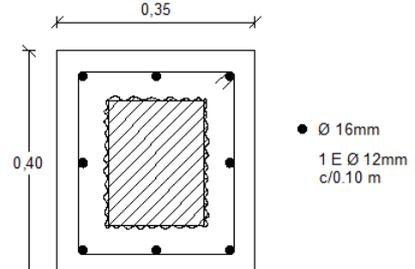
$$s \leq \begin{cases} 6db = 9.6 \text{ cm} \\ 150 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow s_{\text{asumido}} = 10 \text{ cm}$$

Tabla 47
Área mínima de estribos en columnas recrecidas

DATOS	
bc (mm)	336
s (mm)	100
Ag (mm ²)	140000
Ach (mm ²)	96096
fy (Mpa)	420
fc (Mpa)	17.5
RESULTADOS	
$A_{sh} = 0.3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$	$A_{sh} = 0.09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$
1.92 cm²	1.26 cm²

El área de estribos mínima requerida en las columnas es de 1.92 cm², la cual es cubierta por 2φ12mm. Por lo tanto las columnas recrecidas serán armadas con un estribo de dos ramales cada 10 cm, en toda la longitud de la columna. En la tabla 48 se muestra el cuadro de columnas recrecidas.

Tabla 48
Detalle de columnas recrecidas Edificio Santacruz

COLUMNA		A1, A2, A3, A4, A5, A6, B1, B2, B3, B4, B5, B6, C1, C2, C3, C4, C5, C6, D1, D2, D3, D4, D5, D6	Observaciones
			
b	35 cm		
h	40 cm		
Armadura	8 ϕ 16mm		
Ubicación	Desde N+0.00 hasta N+2.75		
COLUMNA	B3, C3	COLUMNA	A2, A3, B3, B6, C3, C6, D2, D3
			
b	35 cm	b	35 cm
h	40 cm	h	40 cm
Armadura	6 ϕ 18mm	Armadura	8 ϕ 16mm
Ubicación	Desde N+0.00 hasta N+2.75	Ubicación	Desde N+2.75 hasta N+11.20

4.5.3. Control de cimentación

Es necesario revisar el diseño de la cimentación del Edificio Santacruz debido a que el reforzamiento de la estructura consiste principalmente en el incremento de las secciones de los elementos como vigas y columnas, por lo que aumenta la carga muerta del edificio. En este caso en el que no se cuenta con un estudio de suelos que determine la capacidad portante del mismo, se realiza un análisis en base a las cargas de la estructura original y las dimensiones de la cimentación indicadas en los planos estructurales del Edificio. Para este fin tomamos en consideración el plinto que se encuentra sometido a la mayor carga, En la figura 38 se indican las dimensiones del plinto más crítico y las cargas a las cuales se encuentra sometido para la determinación de la capacidad portante del suelo.

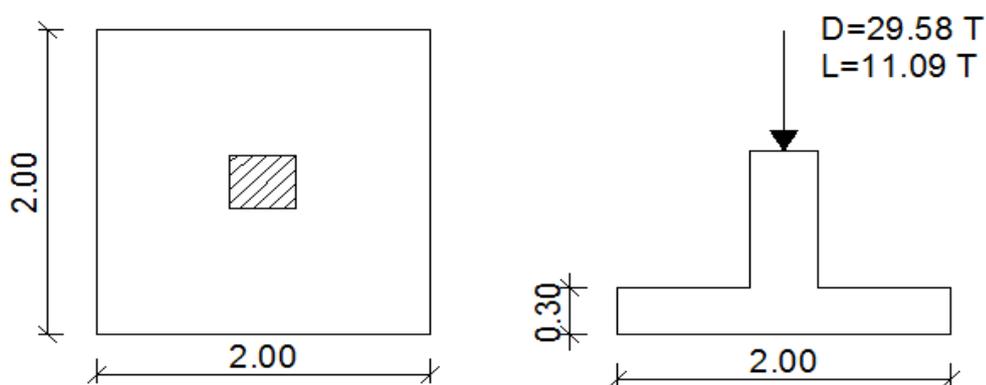


Figura 31 Dimensiones de plinto crítico del Edificio Santacruz

En base a los datos indicados en la figura anterior calculamos la capacidad portante del suelo mediante la siguiente expresión, cabe recalcar que el área del plinto se ha tomado como un 90% del área total ya que el área de fundación asumida siempre será mayor que el área calculada.

$$\sigma_s = \frac{P + \%P}{0.9A_F}$$

$$\sigma_s = \frac{(29.58 + 11.09) + 0.15(29.58 + 11.09)}{0.9(2 \times 2)}$$

$$\sigma_s = 13.00 \text{ T/m}^2$$

Este esfuerzo del suelo calculado es el que se utiliza para el control de la cimentación existente y determinar si requiere o no un reforzamiento para que pueda soportar las nuevas cargas impuestas en el Edificio Santacruz. En la figura 39 se indican las características del plinto original sometido a las nuevas cargas de la estructura reforzada.

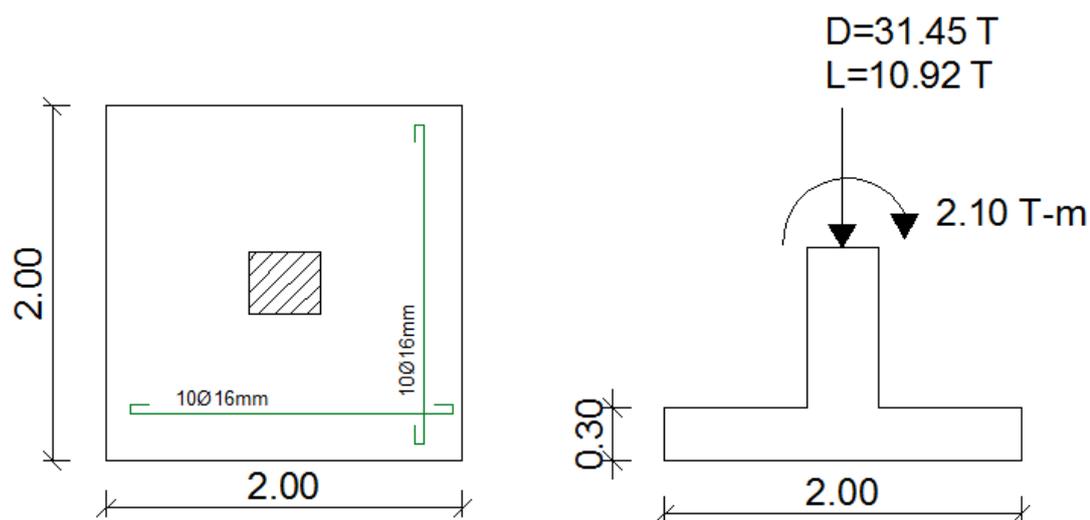


Figura 32 Características de plinto original sometido a las nuevas cargas

En el Anexo 2 se detalla el chequeo del corte unidireccional, punzonamiento y diseño a flexión del plinto más crítico del Edificio Santacruz, en base al cual se determina que la cimentación original es suficiente para soportar las cargas producidas por la estructura, al verificar el funcionamiento del plinto crítico se puede concluir que los demás plintos también cumplen con el diseño.

4.5.3.1. Diseño de nuevos plintos

A pesar de que la mayoría de plintos originales cumplen con los requisitos de diseño, existen aquellos que se encuentran ligados a las diagonales rigidizadoras por lo que surge la necesidad de reforzar dichos plintos. En este caso se pretende construir los nuevos plintos sobre los existentes, para lo cual se presentan dos alternativas de diseño. La primera, indicada en la figura 40 consiste en la construcción de plintos aislados conectados mediante una viga de conexión o trabe, en el caso de la segunda opción, indicada en la figura 41 se presenta un

plinto combinado el cual abarca las columnas entre las cuales se encuentran las diagonales rigidizadoras.

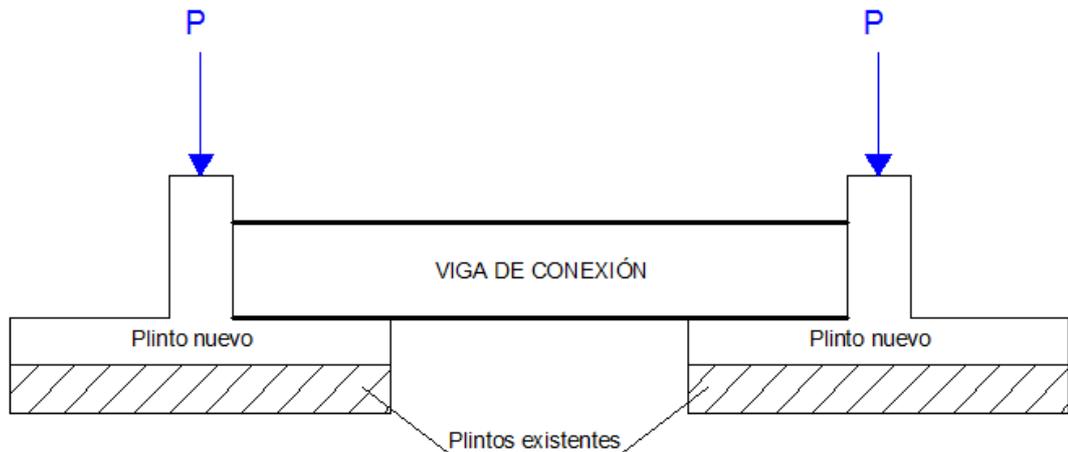


Figura 33 Plintos aislados con viga de conexión o trabe

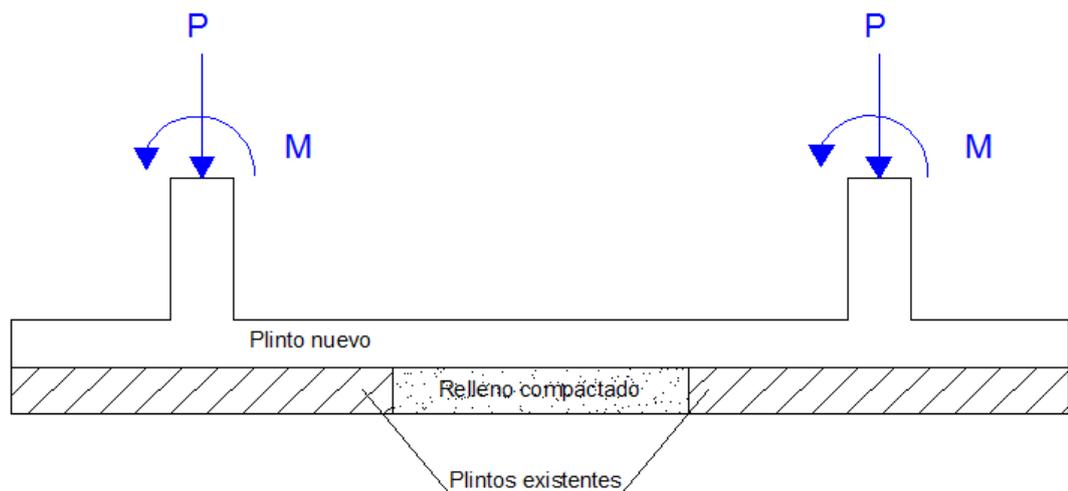


Figura 34 Plintos combinados

Como se puede observar en las figuras anteriores, se trata de conformar los nuevos plintos respetando las dimensiones de los plintos originales para facilitar el proceso constructivo y evitar la necesidad de colocar suelo de mejoramiento como relleno. En el Anexo 3 se muestra el diseño de los plintos para las dos alternativas, el detalle de dimensiones y armadura se encuentra en el Anexo Planos.

CAPÍTULO 5

PRESUPUESTO PARA EL REFORZAMIENTO DEL EDIFICIO SANTACRUZ

5.1. Introducción

Como complemento para el reforzamiento del Edificio Santacruz se elabora un presupuesto aproximado para la ejecución de la obra en base a un Análisis de Precios Unitarios con costos actualizados al mes de Diciembre del año 2016 por lo que el costo final puede variar dependiendo de la fecha en la que se realice el reforzamiento, los rubros han sido clasificados en tres secciones indicadas a continuación.

- **Cimentación**

Esta sección indica los rubros necesarios para la construcción de la cimentación como plintos combinados tal como se muestra en los planos estructurales del reforzamiento, se incluyen actividades como: Excavación manual de cimientos, colocación de acero de refuerzo, hormigón simple y desalojo de materiales.

- **Recrecio de hormigón**

Se refiere a las actividades necesarias para el reforzamiento en vigas y columnas, esta sección incluye actividades como: picado de hormigón, colocación de acero de refuerzo, encofrados, hormigón simple, y desalojo de escombros.

- **Diagonales rigidizadoras**

En esta sección se indican los rubros referentes a la construcción de las diagonales rigidizadoras en los pórticos indicados anteriormente, las actividades necesarias para este fin incluyen: derrocamiento de mampostería, colocación de acero de refuerzo, encofrados, hormigón simple, construcción de mampostería de ladrillo, enlucidos y desalojo de escombros

5.2. Presupuesto

En la tabla 49 se indica el presupuesto aproximado para la aplicación del Reforzamiento del Edificio Santacruz, con un total de \$ 142,937.00 (Ciento cuarenta y dos mil doscientos treinta y siete con 00/100 dólares americanos). El detalle del Análisis de Precios Unitarios se encuentra indicado en el Anexo 4.

Tabla 49
Presupuesto para el reforzamiento del Edificio Santacruz

Cód	Descripción	Unid	Cant	P. Unit	P. Total
I	CIMENTACIÓN				
1.01	Excavación manual de cimientos y plintos	m3	42.00	8.68	364.41
1.02	Plintos de hormigón armado	u	4.00	871.22	3,484.87
II	RRECRECIDO DE HORMIGÓN				
2.01	Recrecido de hormigón en columnas	u	48.00	603.82	28,983.57
2.02	Vigas de hormigón armado	m	568.00	138.87	78,877.44
III	DIAGONALES RIGIDIZADORAS				
3.01	Diagonales de hormigón armado	u	32.00	364.21	11,654.75
3.02	Enlucido	m2	150.00	6.97	1,044.78
3.03	Desalojo de escombros	m3	110.00	8.85	973.51
				SUBTOT	125,383.33
				IVA	17,553.67
				TOTAL	142,937.00

5.3. Metodología de construcción

Para la aplicación del Reforzamiento del Edificio Santacruz es importante tomar en cuenta las debidas precauciones y normas de seguridad antes, durante y después de la ejecución de la obra, con el fin de garantizar el bienestar de todos los que en ella participan.

Se evitará el uso de maquinaria pesada para los procesos constructivos, ya que la existencia de la estructura como tal impide la operación adecuada para este tipo de maquinaria debido a la falta de espacio, por lo que el cumplimiento de las actividades necesarias para la aplicación del reforzamiento deben realizarse de forma manual.

El reforzamiento no debe ser aplicado a toda la estructura en una misma fase ya que los procesos constructivos pueden generar disminución de resistencia en ciertas secciones de la estructura. Por lo tanto el reforzamiento debe realizarse por etapas, es decir se aplicará en uno o máximo hasta dos pórticos al mismo tiempo.

La secuencia para la implementación del Reforzamiento del Edificio Santacruz se encuentra establecida de la siguiente manera:

- Excavación manual de cimientos.
- Anclaje de varilla longitudinal y armado de recrecido de columnas en plintos existentes.
- Arranque de armado de diagonales rigidizadoras (donde existieran).
- Armado y fundición de plintos nuevos (donde existieran).
- Derrocamiento de vigas existentes.
- Arranque de armado de diagonales rigidizadoras (donde existieran).
- Armado de vigas nuevas.
- Fundición de recrecido de columnas
- Fundición de vigas nuevas
- Armado y fundición de diagonales rigidizadoras

Se cumplirán al pie de la letra los procedimientos y recomendaciones establecidas en las Especificaciones Técnicas para el Reforzamiento del Edificio Santacruz indicadas a continuación.

5.4. Especificaciones Técnicas

A continuación se indican las especificaciones técnicas de los rubros señalados en el presupuesto para la aplicación del Reforzamiento del Edificio Santacruz. Las especificaciones incluyen: descripción, unidad, materiales, equipo mínimo, mano de obra calificada, y la forma de medición y pago.

5.4.1. Excavación manual de cimientos y plintos

Definición:

Comprende las actividades necesarias de excavación para la construcción de los plintos combinados indicados en el diseño y para el anclaje de la armadura para el recrecido de columnas en los plintos existentes. Las excavaciones deben realizarse de forma manual hasta alcanzar los niveles señalados en los planos estructurales.

Descripción:

- La excavación se ejecutará de forma manual hasta encontrar los plintos originales de la estructura, los cuales deberán respetarse y cuidar de no ocasionar daños durante los trabajos de excavación.
- Si el material excavado es satisfactorio para el relleno y no se retira de inmediato, se depositará a una distancia del borde de la excavación de por lo menos igual a la profundidad de esa excavación.
- Las excavaciones deben permanecer expuestas el menor tiempo posible para evitar inestabilidades en la excavación, en ningún caso este tiempo debe superar los cuatro días.

Unidad: m³**Materiales:** -**Equipo mínimo:** Herramienta menor.**Mano de obra calificada:** Peón, Maestro mayor en ejecución de obras civiles.**Medición y pago:**

La medición será en metros cúbicos (m³), y se pagará a los precios unitarios establecidos en la tabla de cantidades y precios.

5.4.2. Plintos de hormigón armado

Definición:

Se entiende como las actividades necesarias para la construcción de un plinto combinado de hormigón armado, en el cual se incluye la colocación de la armadura, la fundición y curado del hormigón.

Descripción:

- Previo a la colocación de la armadura la excavación del plinto debe estar terminada en su totalidad.
- Se debe fundir un replantillo de hormigón simple con un espesor $e=5$ cm.
- El recubrimiento para el acero en plintos de hormigón armado debe ser de un mínimo de 7 cm.
- El acero de refuerzo debe tener una resistencia a la fluencia de 4200 kg/cm^2 .
- El acero de refuerzo debe ser limpio y libre de óxido suelto, lechada de cemento, imperfecciones, rajaduras, excesivas costras de laminado, pintura, aceite, grasa y más materias indeseables, que reduzcan la adherencia con el hormigón.
- El corte y doblado de las varillas de acero de refuerzo deben cumplir con las medidas indicadas en los planos estructurales del reforzamiento y debe ser colocado estrictamente en las posiciones indicadas en los planos. Todas las intersecciones se fijarán mediante amarres con alambre de acero galvanizado.
- La resistencia a la compresión del hormigón a los 28 días no debe ser menor a 210 kg/cm^2 , el cual debe ser elaborado en sitio ya que su colocación debe ser realizada por etapas para no debilitar demasiado a la estructura durante la aplicación del reforzamiento.
- La colocación del hormigón debe llevarse a cabo de tal forma que se evite la segregación del agregado. Para reducir la segregación del agregado grueso, el hormigón no se dejará caer sobre zonas densas de varillas de refuerzo, en ningún caso se dejará que el hormigón caiga libremente a más de 1.50 m de altura. El hormigón debe consolidarse solamente mediante vibradores de la frecuencia necesaria para garantizar la consolidación del hormigón en una masa densa, homogénea y sin vacíos.

- Tan pronto como las superficies expuestas del hormigón se hayan endurecido lo suficiente para evitar daños por el curado, se aplicará un fino rocío de agua para mantener las superficies húmedas durante al menos siete días.

Unidad: u

Materiales: Alambre de amarre, acero de refuerzo, arena, ripio, cemento, agua.

Equipo mínimo: Herramienta menor, cizalla, concretera, vibrador.

Mano de obra calificada: Peón, albañil, herrero, maestro mayor en ejecución de obras civiles

Medición y pago:

La medición se hará por unidad (u) en la cual se incluye la colocación de la armadura, la fundición y curado del hormigón y se pagará a los precios unitarios establecidos en la tabla de cantidades y precios.

5.4.3. Recrecido de hormigón en columnas

Definición:

Se entiende como las actividades necesarias para la construcción del encamisado de hormigón armado en las columnas indicadas en los planos estructurales.

Descripción:

- Previo a la realización del trabajo de picado de hormigón en columnas es necesaria la colocación de puntales de tal manera que soporten la estructura de forma temporal mientras se termina el encamisado de hormigón.
- El picado de hormigón en columnas debe hacerse hasta dejar visible el acero de refuerzo original y de tal forma que la superficie quede lo más irregular posible para la adecuada adherencia del nuevo hormigón.
- Una vez preparada la superficie de forma irregular, es importante la limpieza de la misma mediante la aplicación de chorros de agua a presión de tal forma que el hormigón original quede libre de impurezas.
- Realizar perforaciones en la losa en los sitios que se requiera con el fin de colocar la armadura longitudinal del encamisado de hormigón.
- Para el anclaje de la armadura longitudinal a la cimentación se deben realizar perforaciones en los plintos existentes, las cuales se deben rellenar con

epóxico de anclaje e inmediatamente colocar a presión la armadura ya que se trata de un material de rápido endurecimiento.

- Colocar la armadura transversal con la distribución indicada en los planos estructurales.
- El acero de refuerzo debe tener una resistencia a la fluencia de 4200 kg/cm^2 .
- El acero de refuerzo debe ser limpio y libre de óxido suelto, lechada de cemento, imperfecciones, rajaduras, excesivas costras de laminado, pintura, aceite, grasa y más materias indeseables, que reduzcan la adherencia con el hormigón.
- El corte y doblado de las varillas de acero de refuerzo deben cumplir con las medidas indicadas en los planos estructurales del reforzamiento y debe ser colocado estrictamente en las posiciones indicadas en los planos. Todas las intersecciones se fijarán mediante amarres con alambre de acero galvanizado.
- Antes de comenzar con la fundición del nuevo hormigón se debe iniciar con el derrocamiento de las vigas existentes en las zonas cercanas al nudo para colocar el arranque de la armadura de las diagonales rigidizadoras.
- Colocar epóxico pegante en toda la superficie del hormigón viejo para garantizar una adecuada adherencia al nuevo hormigón. El tiempo máximo que puede transcurrir entre la colocación del epóxico pegante y el hormigón nuevo no debe ser mayor a 40 minutos ya que la fundición debe realizarse mientras el epóxico tenga una consistencia pegajosa, caso contrario se deberá colocar nuevamente. Por tal motivo es esencial que mientras se esté colocando el epóxico en la superficie del hormigón viejo, otros grupos de trabajo se encuentren trabajando en la preparación del encofrado y la elaboración del hormigón, de tal manera que la colocación del nuevo hormigón sea inmediata.
- La colocación del encofrado, previo al vaciado de hormigón, debe realizarse de tal manera que se respeten las secciones y recubrimientos establecidos en los planos estructurales del reforzamiento, los encofrados serán rígidos, indeformables, alineados y nivelados, deben ser apuntalados adecuadamente, en conjunto para mantener su posición y forma.

- Antes del uso, los encofrados serán cuidadosamente limpiados y lubricados con aceite mineral adecuado. Esto se hará cuidando de no contaminar el acero. Después de la lubricación, el exceso de aceite será limpiado y quitado.
- Los tramos de encofrado construidos en altura no deben superar los 1.50 m, con el fin de asegurar un adecuado vertido de hormigón de tal manera que este no sea colocado desde una gran altura y evitar que los materiales pétreos se disgreguen, caso contrario se debe utilizar un aditivo especial para evitar la disgregación del material.
- Una vez preparada la superficie del hormigón viejo con el epóxico pegante se procede a la colocación del nuevo hormigón, cabe recalcar que el sistema de encofrado debe ser fácil y rápido de instalar.
- La resistencia a la compresión del hormigón a los 28 días no debe ser menor a 210 kg/cm^2 , el cual debe ser elaborado en sitio ya que su colocación debe ser realizada por etapas para no debilitar demasiado a la estructura durante la aplicación del reforzamiento.
- La colocación del hormigón debe llevarse a cabo de tal forma que se evite la segregación del agregado. Para reducir la segregación del agregado grueso, el hormigón no se dejará caer sobre zonas densas de varillas de refuerzo. El hormigón debe consolidarse solamente mediante vibradores de la frecuencia necesaria para garantizar la consolidación del hormigón en una masa densa, homogénea y sin vacíos.
- Una vez que el hormigón haya fraguado adecuadamente se procederá con el retiro del encofrado y se aplicará el curado mediante un fino rocío de agua para mantener las superficies húmedas durante al menos siete días.

Unidad: u

Materiales: Alambre de amarre, acero de refuerzo, clavos, encofrado, arena, ripio, cemento, epóxico pegante, epóxico de anclaje.

Equipo mínimo: Herramienta menor, cizalla, taladro de anclaje, concreteira, vibrador, andamios, puntales metálicos

Mano de obra calificada: Peón, albañil, carpintero, herrero, maestro mayor en ejecución de obras civiles.

Medición y pago:

La medición se hará por unidad (u) en la cual se incluye el picado del recubrimiento de la columna original, anclaje de la armadura en la cimentación, colocación de la armadura, colocación de epóxico y encofrado, preparación del hormigón, la fundición y curado del hormigón, se pagará a los precios unitarios establecidos en la tabla de cantidades y precios.

5.4.4. Vigas de hormigón armado

Definición:

Se entiende como las actividades necesarias para la construcción de las nuevas vigas de hormigón armado indicadas en los planos estructurales, se incluye el derrocamiento de las vigas existentes.

Descripción:

- Previo a la realización del trabajo de picado de hormigón en vigas es necesaria la colocación de puntales de tal manera que soporten la estructura de forma temporal mientras se vuelven a fundir las nuevas vigas.
- El picado de las vigas debe hacerse de tal forma que la superficie adyacente de la losa quede lo más irregular posible para la adecuada adherencia del nuevo hormigón, esta actividad debe realizarse respetando la armadura de la losa que cruza de forma transversal a la viga a reforzar.
- Una vez preparada la superficie de forma irregular, es importante la limpieza de la misma mediante la aplicación de chorros de agua a presión de tal forma que el hormigón original quede libre de impurezas.
- La colocación del encofrado, previo al vaciado de hormigón, debe realizarse de tal manera que se respeten las secciones y recubrimientos establecidos en los planos estructurales del reforzamiento, los encofrados serán rígidos, indeformables, alineados y nivelados, deben ser apuntalados adecuadamente, en conjunto para mantener su posición y forma.
- Antes del uso, los encofrados serán cuidadosamente limpiados y lubricados con aceite mineral adecuado. Esto se hará cuidando de no contaminar el acero. Después de la lubricación, el exceso de aceite será limpiado y quitado.

- Realizar perforaciones en las columnas en los sitios que se requiera con el fin de proporcionar continuidad a la armadura longitudinal de las vigas. Las perforaciones deberán ser rellenadas con epóxico de anclaje.
- Colocar la armadura transversal con la distribución indicada en los planos estructurales.
- El acero de refuerzo debe tener una resistencia a la fluencia de 4200 kg/cm^2 .
- El acero de refuerzo debe ser limpio y libre de óxido suelto, lechada de cemento, imperfecciones, rajaduras, excesivas costras de laminado, pintura, aceite, grasa y más materias indeseables, que reduzcan la adherencia con el hormigón.
- El corte y doblado de las varillas de acero de refuerzo deben cumplir con las medidas indicadas en los planos estructurales del reforzamiento y debe ser colocado estrictamente en las posiciones indicadas en los planos. Todas las intersecciones se fijarán mediante amarres con alambre de acero galvanizado.
- Antes de comenzar con la fundición del nuevo hormigón se debe colocar epóxico pegante en toda la superficie del hormigón viejo de la losa adyacente para garantizar una adecuada adherencia al nuevo hormigón. El tiempo máximo que puede transcurrir entre la colocación del epóxico pegante y el hormigón nuevo no debe ser mayor a 40 minutos ya que la fundición debe realizarse mientras el epóxico tenga una consistencia pegajosa, caso contrario se deberá colocar nuevamente. Por tal motivo es esencial que mientras se esté colocando el epóxico en la superficie del hormigón viejo, otros grupos de trabajo se encuentren trabajando en la preparación del encofrado y la elaboración del hormigón, de tal manera que la colocación del nuevo hormigón sea inmediata.
- La resistencia a la compresión del hormigón a los 28 días no debe ser menor a 210 kg/cm^2 , el cual debe ser elaborado en sitio ya que su colocación debe ser realizada por etapas para no debilitar demasiado a la estructura durante la aplicación del reforzamiento.
- La colocación del hormigón debe llevarse a cabo de tal forma que se evite la segregación del agregado. Para reducir la segregación del agregado grueso, el hormigón no se dejará caer sobre zonas densas de varillas de refuerzo. El

hormigón debe consolidarse solamente mediante vibradores de la frecuencia necesaria para garantizar la consolidación del hormigón en una masa densa, homogénea y sin vacíos.

- Una vez que el hormigón haya fraguado adecuadamente se procederá con el retiro del encofrado y se aplicará el curado mediante un fino rocío de agua para mantener las superficies húmedas durante al menos siete días.

Unidad: m

Materiales: Alambre de amarre, acero de refuerzo, clavos, encofrado, arena, ripio, cemento, epóxico pegante, epóxico de anclaje.

Equipo mínimo: Herramienta menor, cizalla, concreteira, vibrador, andamios, puntales metálicos, talado de anclaje

Mano de obra calificada: Peón, albañil, carpintero, fierro, maestro mayor en ejecución de obras civiles.

Medición y pago:

La medición se hará por metro lineal (m) en la cual se incluye el picado de la viga existente, colocación de la armadura, colocación de epóxico y encofrado, preparación del hormigón, la fundición y curado del hormigón, se pagará a los precios unitarios establecidos en la tabla de cantidades y precios.

5.4.5. Diagonales de hormigón armado

Definición:

Se entiende como las actividades necesarias para la construcción de las diagonales rigidizadoras de hormigón armado indicadas en los planos estructurales, se incluye el derrocamiento de la mampostería existente para la colocación de las diagonales y la construcción de una nueva mampostería de ladrillo.

Descripción:

- Previo a la realización del trabajo de construcción de las diagonales rigidizadoras es necesario el derrocamiento de mampostería existente con el fin de permitir la colocación de dichas diagonales.
- Se debe revisar los planos estructurales para determinar adecuadamente los lugares en los cuales se requiere el derrocamiento de las mamposterías.

- Los materiales retirados deben ser desalojados continuamente para evitar las sobrecargas en los pisos o en los elementos a reforzar.
- Se debe proteger los pisos con el fin de evitar daños producto de golpes o caída libre de los materiales retirados.
- La colocación de la armadura en los nudos debe realizarse previo a la fundición de vigas y columnas para conformar adecuadamente el anclaje indicado en los planos estructurales.
- El acero de refuerzo debe tener una resistencia a la fluencia de 4200 kg/cm^2 .
- El acero de refuerzo debe ser limpio y libre de óxido suelto, lechada de cemento, imperfecciones, rajaduras, excesivas costras de laminado, pintura, aceite, grasa y más materias indeseables, que reduzcan la adherencia con el hormigón.
- El corte y doblado de las varillas de acero de refuerzo deben cumplir con las medidas indicadas en los planos estructurales del reforzamiento y debe ser colocado estrictamente en las posiciones indicadas en los planos. Todas las intersecciones se fijarán mediante amarres con alambre de acero galvanizado.
- Una vez terminada la colocación de la armadura se procede con la instalación del encofrado
- La colocación del encofrado, previo al vaciado de hormigón, debe realizarse de tal manera que se respeten las secciones y recubrimientos establecidos en los planos estructurales del reforzamiento, los encofrados serán rígidos, indeformables, alineados y nivelados, deben ser apuntalados adecuadamente, en conjunto para mantener su posición y forma.
- Antes del uso, los encofrados serán cuidadosamente limpiados y lubricados con aceite mineral adecuado. Esto se hará cuidando de no contaminar el acero. Después de la lubricación, el exceso de aceite será limpiado y quitado.
- Los tramos de encofrado construidos en altura no deben superar los 1.50 m, con el fin de asegurar un adecuado vertido de hormigón de tal manera que este no sea colocado desde una gran altura y evitar que los materiales pétreos se disgreguen.
- La resistencia a la compresión del hormigón a los 28 días no debe ser menor a 210 kg/cm^2 , el cual debe ser elaborado en sitio ya que su colocación debe ser

realizada por etapas para no debilitar demasiado a la estructura durante la aplicación del reforzamiento.

- La colocación del hormigón debe llevarse a cabo de tal forma que se evite la segregación del agregado. Para reducir la segregación del agregado grueso, el hormigón no se dejará caer sobre zonas densas de varillas de refuerzo. El hormigón debe consolidarse solamente mediante vibradores de la frecuencia necesaria para garantizar la consolidación del hormigón en una masa densa, homogénea y sin vacíos.
- Una vez que el hormigón haya fraguado adecuadamente se procederá con el retiro del encofrado y se aplicará el curado mediante un fino rocío de agua para mantener las superficies húmedas durante al menos siete días.
- Posteriormente se procederá con la construcción de la nueva mampostería.
- Verificar en los planos los sitios en los cuales han sido derrocadas las mamposterías originales y requieran ser construidas nuevamente.
- Definir los sitios de apilamiento de los bloques, verificando que estos se encuentren en perfectas condiciones, secos, y libres de impurezas y evitando una sobrecarga excesiva en la estructura.
- Los mampuestos deben ser colocados por hileras correctamente niveladas y aplomadas.
- El mortero deberá colocarse en la base y los lados del bloque con un espesor no menor a 1 cm.

Unidad: u

Materiales: Alambre de amarre, acero de refuerzo, clavos, encofrado, arena, ripio, cemento, bloques.

Equipo mínimo: Herramienta menor, cizalla, concretera, vibrador, andamios, encofrados.

Mano de obra calificada: Peón, albañil, carpintero, herrero, maestro mayor en ejecución de obras civiles.

Medición y pago:

La medición se hará por unidad (u) en la cual se incluye el derrocamiento de mampostería existente, colocación de la armadura, preparación del hormigón, la

fundición y curado del hormigón, construcción de una nueva mampostería, se pagará a los precios unitarios establecidos en la tabla de cantidades y precios.

5.4.6. Enlucido

Definición:

Se entiende como el conjunto de actividades necesario para la colocación de una capa de mortero con una relación cemento-arena 1:6 en la mampostería de ladrillo para proporcionar un acabado uniforme.

Descripción:

- La dosificación cemento-arena del mortero deberá ser de 1:6.
- En los lugares requeridos deben colocarse andamios que faciliten la ejecución del rubro.
- La superficie deberá quedar lisa, uniforme y nivelada sin la presencia de grietas o irregularidades, las áreas defectuosas deberán ser realizadas nuevamente, la capa de mortero no debe exceder los 20 mm ni ser menor a 10 mm.
- Limpieza del mortero sobrante y los sitios afectados durante la ejecución del enlucido.
- El curado del enlucido debe realizarse durante al menos 72 horas posteriores a la ejecución del rubro.

Unidad: m²

Materiales: Cemento, arena, agua.

Equipo mínimo: Herramienta menor, andamios

Mano de obra calificada: Peón, albañil, maestro mayor en ejecución de obras civiles

Medición y pago:

La medición será en metros cuadrados (m²), y se pagará a los precios unitarios establecidos en la tabla de cantidades y precios.

5.4.7. Desalojo de escombros

Definición:

Se refiere al transporte del material producto del picado de vigas y columnas, derrocamiento de mampostería o excavaciones para cimentación, el cual incluye el cargado y transporte de los escombros a los lugares de desperdicio asignados para este fin por parte del fiscalizador.

Descripción:

- El desalojo de los escombros generados dentro de la estructura deberá ser realizado de forma manual hacia el exterior de la misma desde donde será transportado a los sitios de acopio de desperdicios designados por la fiscalización.
- El medio de transporte utilizado para el desalojo de escombros debe ser adecuado para este fin, cumpliendo con los parámetros necesarios de capacidad de carga y funcionamiento del vehículo.
- Los materiales no pueden ser desalojados en sitios distintos a los definidos por la fiscalización.

Unidad: m³

Materiales: -

Equipo mínimo: Herramienta menor, volqueta 8 m³.

Mano de obra calificada: Peón, chofer: volquetas.

Medición y pago:

La medición será en metros cúbicos (m³), y se pagará a los precios unitarios establecidos en la tabla de cantidades y precios.

Materiales: Ladrillo jaboncillo común, cemento, arena, agua.

Equipo mínimo: Herramienta menor, andamios.

Mano de obra calificada: Peón, albañil, Maestro mayor en ejecución de obras civiles.

Medición y pago:

La medición será en metros cuadrados (m²), y se pagará a los precios unitarios establecidos en la tabla de cantidades y precios.

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones

- El código ASCE 41 presenta los lineamientos para establecer adecuadamente el reforzamiento del Edificio Santacruz, sin embargo se debe tener en cuenta que este código es de procedencia norteamericana donde los procesos constructivos y calidad de los materiales son más rigurosos que en nuestro medio, por lo tanto es necesario tomar en cuenta otros códigos de diseño principalmente la Norma Ecuatoriana de la Construcción la cual proporciona parámetros más conservadores considerando de mejor manera la realidad constructiva del país.
- Las propiedades mecánicas de los materiales con los que ha sido diseñada la estructura original del Edificio Santacruz no cumplen con los requerimientos indicados en los códigos actuales, sin embargo se debe tener en cuenta que la estructura cumple con un diseño anterior a 1980 en donde las propiedades de los materiales utilizados eran normales. Por tal razón este tipo de estructuras, diseñadas con códigos anteriores a la promulgación de los capítulos de Peligrosidad Sísmica deben ser reforzadas para que continúen en funcionamiento asegurando la vida de sus ocupantes.
- El reforzamiento para el Edificio Santacruz no consiste solamente en el recrecido de las secciones de sus elementos estructurales como vigas y columnas, sino que plantea también cambiar el sistema estructural de tal forma que las fuerzas sísmicas puedan ser reducidas como es el caso de la colocación de diagonales rigidizadoras y la conformación de vigas descolgadas.
- La construcción de diagonales rigidizadoras para el reforzamiento del Edificio Santacruz nos permite solventar adecuadamente el problema de desplazamientos laterales excesivos, es decir las derivas de piso, ya que al proporcionar una gran rigidez a la estructura se limitan estos desplazamientos ante la acción de un evento sísmico.

- Cuando se trata del reforzamiento de una estructura se debe tener en cuenta parámetros distintos a los considerados para una construcción nueva ya que sus procesos constructivos son diferentes, por lo que durante el reforzamiento pueden presentarse dificultades o facilidades en función de la actividad que se desea cumplir.
- Existen varias alternativas de reforzamiento las cuales pueden ser aplicadas en función de las deficiencias identificadas en la estructura, por lo tanto la propuesta de reforzamiento para el Edificio Santacruz no debe ser estandarizada para cualquier tipo de estructura.

6.2. Recomendaciones

- En nuestro país existe una gran cantidad de estructuras que han sido diseñadas en épocas anteriores a las de los códigos de la construcción actuales o que han sido construidas de forma inadecuada sin cumplir ningún tipo de normativa, por lo que se recomienda que se identifiquen y apliquen sistemas de reforzamiento que puedan mitigar los daños durante un posible evento sísmico con el fin de salvaguardar la vida de sus ocupantes.
- Es importante que para las actividades de reforzamiento estructural, el constructor cuente con personal técnico y mano de obra calificada especialmente para este tipo de trabajos, ya que se debe tener cuidado de no debilitar secciones de la estructura que puedan causar un mal funcionamiento o en el peor de los casos su colapso.
- Se debe tomar medidas de seguridad adecuadas durante las actividades de reforzamiento ya que ciertas técnicas requieren la demolición parcial o total de elementos estructurales como es el caso del picado de columnas y vigas, por lo que es importante tener en cuenta la colocación de un apuntalamiento adecuado que soporte temporalmente las cargas a las cuales se encuentra sometida la estructura.

- Deben existir los planos estructurales del reforzamiento con el fin de contar con un respaldo adecuado de las medidas que han sido implementadas en la edificación, para facilitar un análisis de la estructura que pueda requerirse en el futuro.

Bibliografía

- Aguiar Falconí, R. (2012). *Dinámica de Estructuras con CEINCI-LAB 2da. Ed.* Valle de los Chillos-Ecuador: Centro de Investigaciones Científicas Escuela Politécnica del Ejército.
- American Society of Civil Engineers. (2013). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings ASCE 41-13*. Reston-Virginia.
- Global Earthquake Model. (25 de Octubre de 2016). *GEM NEXUS*. Obtenido de <https://www.nexus.globalquakemodel.org/gem-building-taxonomy/overview/glossary/braced-frame--lfbr>
- Google. (4 de Noviembre de 2016). *Google Maps*. Obtenido de <https://www.google.es/maps/place/Portoviejo,+Ecuador/@-1.0556823,-80.4661301,2660m/data=!3m1!1e3!4m5!3m4!1s0x902bf2b3349167a5:0xb5eb80e513eb7eee!8m2!3d-1.054723!4d-80.4524903>
- Heavy Engineering Research Association. (13 de Octubre de 2016). *HERA*. Obtenido de https://www.hera.org.nz/Story?Action=View&Story_id=2097
- Linzan Palma, T. (1980). *Planos Estructurales del Edificio Santacruz*. Portoviejo-Ecuador.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Cámara de la Industria de la Construcción. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción Capítulo NEC-SE-CG Cargas no sísmicas*. Quito-Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Cámara de la Industria de la Construcción. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción Capítulo NEC-SE-DS*. Quito-Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Cámara de la Industria de la Construcción. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción Capítulo NEC-SE-HM Estructuras de hormigón armado*. Quito-Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- Moreta Viscarra, J. (2015). *Evaluación estructural mediante el FEMA 154 del NEC y propuesta de reforzamiento del Centro Educativo Juan Pablo I del D.M.Q.* Quito-Ecuador: Universidad Central del Ecuador.

- NATIONAL CENTERS FOR ENVIRONMENTAL INFORMATION. (05 de Septiembre de 2016). *National Geophysical Data Center*. Obtenido de <https://www.ngdc.noaa.gov/nndc/struts/form?t=101650&s=1&d=1>
- Pachon, E. (16 de Enero de 2014). *Epachon*. Obtenido de <https://epachon.wordpress.com/2014/01/16/e-4-refuerzo-de-pilares-de-hormigon-armado-mediante-encamisado-o-recrecido-de-su-seccion/foto-7-collarin-metalico-en-cabeza-del-pilar/>
- Río Bueno, A. (2008). *Patología, Reparación y Refuerzo de estructuras de hormigón armado de edificación*. Madrid-España: Universidad Politécnica de Madrid.